



Eero Nurminen

Teräsristikoiden vaurionsietokyvyn arviointi sauvanpoistomenetelmällä

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi
diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 16.07.2020

Valvoja: Professori Jari Puttonen

Ohjaaja: DI Joonas Nykyri

Tekijä Eero Nurminen

Työn nimi Teräsristikoiden vaurionsietokyvyn arviointi sauvanpoistomenetelmällä

Maisteriohjelma Building Technology

Koodi CE.thes

Työn valvoja Professori Jari Puttonen

Työn ohjaaja(t) DI Joonas Nykyri

Päivämäärä 16.07.2020

Sivumäärä 97+11

Kieli Suomi

Tiivistelmä

Tässä diplomityössä tutkittiin kolmella teräsrakenteisen ristikkorakenteen tapaustutkimuksella rakenteiden vaurionsietokykyä sauvanpoistomenetelmällä. Sauvanpoistomenetelmällä tarkoitetaan tässä työssä sitä, että yksi teräsristikon sauva tai yksi teräsristikkoa tukeva pilari poistetaan rakenteesta. Poiston jälkeen tarkastellaan muuttuneen rakenteen kuormankantokykyä. Työssä tutkittiin myös staattista sauvan- tai pilarinpoistoa simuloivia likiarvomenetelmiä, joita voitaisiin soveltaa teräsrakenteiden vaurionsietokyvyn analysointiin tukeutumatta rakenteiden dynamiikan analysointiin aikaintegrointimenetelmin tai kuvaamiseen dynaamisin suurennskertoimin. Tutkitut likiarvomenetelmät olivat sauvavoimien kombinointi, tasainen ulkoinen kuorma dynaamisella suurennskertoimella, potentiaalienergiamenetelmä ja kokonaispotentiaalienergian minimiin perustuva menetelmä. Menetelmien vertailemiseksi suoritettiin lisäksi rakenteiden dynamiikan perusteorian mukaiset analyysit lineaarisella ja epälineaarisella materiaalimallilla.

Tutkittavista menetelmistä ainoastaan kokonaispotentiaalienergian minimiin perustuva menetelmä oli konservatiivinen kaikissa kolmessa tapaustutkimuksessa vertailtaessa menetelmällä saatuja siirtymiä dynaamisten analyysien siirtymiin. Erot menetelmien välisissä siirtymissä todettiin tapaustutkimusten perusteella olevan riippuvainen ainakin poistettavan sauvan sijainnista sekä menetelmille ominaisista oletuksista. Mikään laskentamenetelmä ei ollut aksiaalivoimien suhteen konservatiivinen kaikissa laskentatapauksissa verrattaessa sisäisiä aksiaalivoimia dynaamisten analyysien tuloksiin. Staattista toimintaa kuvaavien likiarvomenetelmien käytöstä voidaan todeta, että on ensisijaisen tärkeää ymmärtää, mikä sauvan vaurioitumisessa aiheuttaa aikariippuvan vasteen. Lisäksi saadut tulokset tulee varmistaa aina jollakin toisella laskentamenetelmällä varsinkin epälineaarisissa tapauksissa.

Avainsanat ristikko, vaurionsietokyky, energiamenetelmä, jatkuva sortuma, teräsrakenne, vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti



Author Eero Nurminen

Title of thesis Evaluation of structural redundancy of steel trusses by bar removal

Master programme Building Technology

Code CE.thes

Thesis supervisor Professor Jari Puttonen

Thesis advisor(s) Mr. Joonas Nykyri, M.Sc. (Tech.)

Date 16.07.2020

Number of pages 97+11

Language Finnish

Abstract

This master's thesis investigated the robustness of steel trusses by removing bars from the trusses of three separate cases. In this thesis, the bar removal means that either one bar or one column of the steel truss is removed. After the removal, the robustness of the remaining steel structure is investigated. The thesis also investigated approximate static methods which simulate the effect of truss or column removal. These methods could then be applied in the robustness evaluation of steel structures without being dependent on dynamic time integration methods or dynamic amplification factors. The investigated approximate static methods are called as superimpose of truss bar internal reactions, evenly distributed external load with dynamic amplification factor, potential energy method and the minimum of total potential energy. Additionally, theoretically exact linear and non-linear dynamic analyses were executed to compare the methods under investigation.

The only method which revealed to be conservative in each case study was the minimum of total potential energy, when the displacements were compared to the displacements achieved by dynamic analyses. Based on the case studies, the differences in displacements between the investigated methods were found to be dependent at least on the location of the removed truss bar and on the assumptions of the methods. None of the calculation methods were conservative enough, when the internal axial forces were compared to the internal axial forces given by dynamic analyses. It can be concluded, that to use these approximate static methods one must understand what the actual cause of the dynamic effect is when notionally removing truss bars. Furthermore, the achieved results must always be confirmed by another calculation method at least if the response is nonlinear.

Keywords truss, robustness, energy principle, progressive collapse, steel structure, alternative load path

Alkusanat

Tätä diplomityön aihetta valitessa en osannut aavistaa, kuinka valtava tietomäärä tarvitaan yhden sauvan oikeaoppiseen poistamiseen ja analysointiin teräsristikosta. Tämä työ onkin itseasiassa vain pieni osa sauvanpoistamiseen tarvittavasta tietomäärästä. Työtä tehdessäni koin erittäin hyödyllisiksi ja tärkeiksi sparraamiset ohjaajani Joonas Nykyrin ja valvojani Jari Puttosen kanssa. Suuri kiitos teille molemmille sekä kärsivällisyydestä että lukuisista neuvoistanne kiireittenne ohella.

Tämä tutkimustyö on tehty Aalto-yliopistolle, ja sen rahoittajana on toiminut Ramboll Finland Oy. Haluan kiittää mahdollisuudesta tehdä tutkimusta mielenkiintoisesta aiheesta, jonka tarve on noussut esiin käytännön suunnittelutehtävissä. Lisäksi haluan vielä kiittää sekä perhettäni erinomaisista eväistä elämää varten että tyttöystävääni Annaa vankkumattomasta tuesta.

Espoossa 16.07.2020

Eero Nurminen

Sisällysluettelo

Tiivistelmä	
Abstract	
Alkusanat	
Sisällysluettelo	1
Merkinnät.....	3
Lyhenteet	5
1 Johdanto	6
1.1 Tausta	6
1.2 Tutkimusongelma ja tavoitteet.....	8
1.3 Rakenne ja rajaukset.....	9
2 Jatkuva sortuma.....	11
2.1 Menetelmät jatkuvan sortuman estämiseksi	13
2.2 Teräshallien vaurionsietokyky ja redundanttisuus.....	15
2.3 Hitsattujen putkipalkkiristikoiden staattiset rakennemallit	19
2.4 Vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien analysointi Yhdysvaltalaisen suunnitteluohjeiden mukaan	21
2.4.1 Lineaariseen statiikkaan perustuva menetelmä.....	21
2.4.2 Epälineaariseen statiikkaan perustuva menetelmä.....	22
2.4.3 Epälineaariseen dynamiikkaan perustuva menetelmä.....	24
2.4.4 Analyysimenetelmien ominaisuudet	24
3 Paloittain lineaarinen materiaali.....	27
4 Alkutapahtuman impulssimaisuus.....	29
4.1 Dynaaminen suurennuskerroin	29
4.2 Impulssikuormitus ja sen mallintaminen.....	31
4.3 Viskoosinen vaimennus ja vaimennuskerroin	33
5 Energiamenetelmät.....	37
5.1 Siirtymätyö	37
5.2 Muodonmuutostyö	38
5.3 Kokonaispotentiaalienergia ja sen minimi	40
6 Sauvanpoistomenetelmät ja vaurionsietokyvyn arviointi.....	43
6.1 Staattiset likimääräiset sauvanpoistomenetelmät.....	43
6.1.1 Sauvavoimien kombinointi.....	43
6.1.2 Tasaisesti jakautunut ulkoinen kuorma	44
6.1.3 Potentiaalienergiaan perustuva lineaarikombinointi	45
6.1.4 Kokonaispotentiaalienergian minimiin perustuva menetelmä.....	46
6.2 Vaurionsietokyvyn arviointi summaamalla poikkileikkauksen jännitysresultanttien käyttöasteita	48
7 Tapaustutkimukset.....	51
7.1 Käytettävät laskentamenetelmät	51
7.2 Epälineaariset ja lineaariset dynaamiset analyysit.....	52
7.3 Epälineaariset ja lineaariset staattiset analyysit	54
7.4 Yksiaukkoisen ristikon yläpaarteiden poisto	54
7.4.1 Rakennemalli	54
7.4.2 Lineaariset tarkastelut	56
7.4.3 Epälineaariset tarkastelut.....	62
7.5 Kaksilaivaisen tasokehän keskimmäisen pilarin poisto	69

7.5.1	Rakennemalli	69
7.5.2	Lineaariset tarkastelut	72
7.5.3	Epälineaariset tarkastelut.....	73
7.6	3D-teräshallin yläpaarteen poisto.....	75
7.6.1	Rakennemalli	75
7.6.2	Lineaariset tarkastelut	78
7.6.3	Epälineaariset tarkastelut.....	79
8	Pohdinta	82
8.1	Tapaustutkimusten rajoitukset	82
8.2	Tapaustutkimusten tulosten arviointi	83
8.2.1	Yksiaukkoinen ristikko.....	83
8.2.2	Kaksilaivainen tasokehä	84
8.2.3	3D-halli.....	85
8.3	Staattisten likimääräisten sauvanpoistomenetelmien rajoitukset.....	86
9	Johtopäätökset, yhteenveto ja jatkotutkimusehdotukset	87
	Lähdeluettelo.....	89
	Liiteluettelo	97
	Liitteet	

Merkinnät

A	[m ²]	poikkileikkauksen pinta-ala
A _d		onnettomuusmitoituskuorma
E	[N/m ²]	kimmomoduuli tai kimmokerroin
E _p	[N*m]	potentiaalienergia
E _{pot}	[N*m]	vaurioitumisen vapauttama potentiaalienergia, X ₀ ja X ₁ erotus
F	[N]	ulkoinen voima
M _{y,Ed}	[N*m]	taivutusmomentin mitoitusarvo y-y-akselin suhteen
M _{y,Rd}	[N*m]	taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvo y-y-akselin suhteen
M _{z,Ed}	[N*m]	taivutusmomentin mitoitusarvo z-z-akselin suhteen
M _{z,Rd}	[N*m]	taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvo z-z-akselin suhteen
N _{ED}	[N]	normaalivoiman mitoitusarvo
N _{RD}	[N]	normaalivoimakestävyyden mitoitusarvo
Q		infinitesimaalisen kokoinen tilavuusalkio
SE ₀	[N*m]	venymäenergia 0-askeleella
SE _i	[N*m]	venymäenergia i-askeleella
SE _{i-1}	[N*m]	venymäenergia i-1-askeleella
T	[s]	ominaisjakso
U	[N*m]	sisäinen venymäenergia
W	[N*m]	siirtymätyö tai painovoimakuormitusten tekemä ulkoinen työ
W_i	[N]	ulkoinen <i>pushdown</i> -voimavektori i-askeleella
W_{i-1}	[N]	ulkoinen <i>pushdown</i> -voimavektori i-1-askeleella
X ₀	[N*m]	ehjän rakenteen ulkoinen energia
X ₁	[N*m]	vaurioituneen rakenteen ulkoinen energia
c	[N*s/m]	nopeuden vaimennuskerroin
e ₀	[m]	massan kulkema matka
f	[s ⁻¹]	ominaistaajuus
f _y	[N/m ²]	teräksen myötölujuus
g	[m/s ²]	putoamiskiihtyvyys
k	[N/m]	jousivakio
m		elementin tai komponentin käyttöasteen pienennyskerroin
m	[kg]	massa
m	[kg]	massavektori
m _{LIF}		dynaamisen kertoimen kerroin lineaariseen staattiseen siirtymä kontrolloituun laskentaan
p(t)	[N]	ulkoinen kuorma ajan suhteen
t ₁	[s]	kuormien asettamisnopeus
t ₂	[s]	voimien tasapainotusaika
t ₃	[s]	sauvan- tai pilarinpoistonopeus
x	[m]	matka
u	[m]	siirtymä
u₀	[m]	siirtymävektori 0-askeleella
u_i	[m]	siirtymävektori i-askeleella
u_{i-1}	[m]	siirtymävektori i-1-askeleella
u(t)	[m]	värähtelijän paikka ajan suhteen
$\dot{u}(t)$	[m/s]	värähtelijän nopeus ajan suhteen

$\ddot{u}(t)$	$[m/s^2]$	värähtelijän kiihtyvyys ajan suhteen
Δt	$[s]$	dynaamisen analyysin aikaintegroinnin aika-askeleen kesto
Π	$[N*m]$	kokonaispotentiaalienergia
Ω_{LD}		kuormien dynaaminen suurennuskerroin
Ω_{LF}		kuormien dynaaminen suurennuskerroin
Ω_N		dynaaminen suurennuskerroin
α_i		kerroin i -askeleella, jolla kasvatetaan <i>pushdown</i> -voimavektoria
α_{i-1}		kerroin $i-1$ -askeleella, jolla kasvatetaan <i>pushdown</i> -voimavektoria
γ_{M0}		poikkileikkauskestävyyden osavarmuusluku poikkileikkauksille 1-4
γ_{M1}		sauvojen kestävyys osavarmuusluku, kun laskelmat tehdään sauvan stabiiliuden tarkastuksena
ε		venymä
ζ	$[N*s/m]$	nopeuden vaimennuskerroin
θ_{pra}	$[rad]$	sallittu plastinen kiertymäkulma
θ_y	$[rad]$	sallittu myötökiertymäkulma
σ	$[N/m^2]$	jännitys
φ		lujuuden pienennyskerroin
φ	$[rad]$	kiertymä
χ		nurjahduskestävyyden pienennystekijä
ω	$[rad/s]$	kulmataajuus

Lyhenteet

ASCE	American Society of Civil Engineers
CC	Consequence Class
DAF	Dynamic Amplification Factor
DCR	Demand-Capacity-Ratio
DIF	Dynamic Increase Factor
DLF	Dynamic Load Factor
EDA	Epälineaarinen dynaaminen analyysimenetelmä
ESA	Epälineaarinen staattinen analyysimenetelmä
GSA	General Services Administration
KE	Kineettinen energia
LDA	Lineaarinen dynaaminen analyysimenetelmä
LIF	Load Increase Factor
LSA	Lineaarinen staattinen analyysimenetelmä
NIST	National Institute of Standards and Technology
PE	Ulkoisen voiman tekemä työ tai potentiaalienergia
SE	Sisäinen venymäenergia
UFC	Unified Facilities Criteria
URS	United Research Services
WTC	World Trade Center
Kok. pot. energian minimi	Kokonaispotentiaalienergian minimi
Epälin. dyn.	Epälineaarinen dynaaminen analyysi
Lin. dyn.	Lineaarinen dynaaminen analyysi

1 Johdanto

1.1 Tausta

Suomessa on vuonna 2015 säädetty laki laajarunkoisten rakennusten rakenteellisen turvallisuuden arvioinnista, mikä määrittelee rakennuksen laajarunkoiseksi, jos sen kerrosala jossakin kerroksessa on vähintään 1000 neliömetriä (0,1 hehtaaria) ja rakennuksen kattokannattajat ovat tehdasvalmisteiset vähintään 18 metrin jännevälillä tai paikalla valmistetut vähintään 15 metrin jännevälillä. Laki muun muassa määrää, että rakennuksen kantavien rakenteiden turvallisuus arvioidaan asiantuntijan toimesta, ja että rakennuksesta valmistetaan rakennuksen käyttö- ja huolto-ohje. Laki koskee myös ennen lain voimaantuloa valmistuneita rakennuksia ja on pakollinen maneeseille, vaikka ne eivät täyttäisi vähimmäispinta-alan vaatimusta. (20.3.2015/300.) Tämänäyttypisiä laajarunkoisia rakennuksia, jotka ovat iältään pääosin alle 50-vuotiaita, on Kukkosen (2016) mukaan Suomessa noin 10 000. Lain säätäminen viittaa siihen, että huoli laajarunkoisten rakennusten turvallisuudesta on tai on ollut kansallisesti merkittävä ongelma ja julkisen keskustelun aihe. Lehtinen (2019, s. 21) mainitsee, että vuoden 2019 alkuun mennessä suunnittelutoimistoilta saatujen tietojen mukaan kaikista jo arvioiduista rakennuksista noin viidesosassa rakenteissa on ollut korjattavaa ja kahdessa prosentissa on ollut vakavia korjaustarpeita.

Hallisortumia on tapahtunut vuosina 1980-2005 yhteensä 64 kappaletta, joista 44 on ollut puurakenteita ja 20 teräsrakenteita. Näissä sortumissa ylikuorma on ollut alkuvaurion aiheuttajana 1-2 tapauksessa, eli muiden alkuvaurioiden syynä on ollut inhimillinen virhe, esimerkiksi suunnitteluvirhe. Noin kolmasosassa sortumissa on tapahtunut jatkuva sortuminen. (Leino ja Korttesmaa 2006, s. 16.) Hallisortumia on 25 vuoden aikana tapahtunut 64 kappaletta, mikä vastaa noin 2,5 sortumaa vuodessa. Jos halleja on 10 000, vastaa se keskimääräistä vuotuista sortumatodennäköisyyttä $2,5 \cdot 10^{-4}$. Rakennuksia suunniteltaessa eurokoodien mukaan jaetaan ne luotettavuusluokkiin halutun luotettavuustason perusteella. Taulukossa 1 esitetään murtorajatilojen suositeltavat vähimmäisarvot vaurioitumistodennäköisyyksille. Suunniteltaessa eurokoodi-standardien mukaan oletetaan saavutettavan rakenne, jonka vaurioitumistodennäköisyys on enintään 10^{-4} 50 vuoden tarkastelujaksossa (SFS-EN 1990 + A1 + AC 2010, s. 138). 10000 hallin tapauksessa saisi siis vaurioitua korkeintaan 1 halli vuodessa, mikä on 2,5 kertaa vähemmän kuin mitä 25 vuoden aikana on sattunut.

Vertailtaessa realisoituneita vaurioita tai sortumia eurokoodien vaurioitumistodennäköisyyksiin, täytyy ottaa huomioon se, että standardit eivät todennäköisyyksiä määrittäessään huomioi lainkaan inhimillisiä virheitä (SFS-EN 1990 + A1 + AC 2010, s. 148). Inhimilliset virheet ovat kuitenkin olleet alkuvaurioiden syynä lähes kaikissa vuosina 1980-2005 tapahtuneissa hallisortumissa, minkä takia todellinen vaurioitumistaajuus on suositeltavia vähimmäisarvoja suurempi. Lisäksi vuosina 1980-2005 romahtaneita halleja ei ole suunniteltu eurokoodeilla, koska ne otettiin Suomessa käyttöön vuonna 2007.

Taulukko 1. Murtorajatilojen suositeltavat vähimmäisarvot vaurioitumistodennäköisyyksille. (Mukaillen SFS-EN 1990 + A1 + AC 2010, s. 138 ja s. 146)

Luotettavuusluokka	1 vuoden tarkastelujakso	50 vuoden tarkastelujakso
	Vaurioitumistodennäköisyys (likimain)	Vaurioitumistodennäköisyys (likimain)
RC3	10^{-7}	10^{-5}
RC2	10^{-6}	10^{-4}
RC1	10^{-5}	$5 * 10^{-4}$

Lumiset talvet vuoden 2005 jälkeen ovat edelleen kuitenkin lisänneet sortumien määrää, esimerkiksi vuosina 2006 ja 2010 (Leino et al. 2017, s. 10). Sortumat ovat aiheuttaneet ainakin yhden ihmishengen menetyksen, ja niillä on ollut potentiaalia useamman ihmishengen menetykseen, kuten esimerkiksi Laukaan maneesin sortuminen vuonna 2013, Tornion elämyspuiston katon vaurioituminen vuonna 2018 noin 130 neliömetrin alueelta ja Jyväskylän messuhallin katon romahtaminen vuonna 2003 noin 2500 neliömetrin alueelta (Valonen et al. 2018, s. 7, Karppinen et al. 2003, s. 6). Tapahtuneet rakennusten sortumat ovat pääasiassa olleet joko suhteettoman kokoisia alkusyyhyn nähden tai ne ovat sortuneet kokonaisuudessaan jatkuvan sortuman mukaisesti. Näin tapahtui juuri Laukaan maneesin sortuessa vuonna 2013, jonka alkusyyinä oli yksittäisen kolminivelkehän yläulkonurkan kainaloliitoksen vaurioituminen (Valonen et al. 2014, s. 42). Vaurioitumisen takia maneesi sortui jatkuvan sortuman tyyppisesti kokonaan, minkä lopputulos nähdään kuvasta 1. Eurokoodien mukaan talonrakenteiden täytyy onnettomuuskuormien aiheuttaman paikallisen vaurion jälkeen pysyä pystyssä vähintään siihen asti, kunnes ihmiset on voitu pelastaa tai poistua rakennuksesta (SFS-EN 1991-1-7 + A1 + AC 2015, s. 26). Tämän takia rakennusten vaurionsietokyvyn varmistaminen täytyy ottaa huomioon jo rakennuksen suunnitteluvaiheessa.



Kuva 1. Laukaan maneesin sortuminen vuonna 2013. (Valonen et al. 2014, s. 11, kuva: Puolustusvoimat)

Rakennusten heikko vaurionsietokyky on ollut puheenaihe myös kansainvälisesti vuoden 1968 Lontoossa sijainneen Ronan Point nimisen kerrostalon osittaisen jatkuvan sortuman jälkeen (ks. kuva 2). Kuitenkin vasta terroristihyökkäyksien aiheuttamat rakenteiden sortumat sekä Yhdysvaltojen liittovaltion rakennukseen Alfred P. Murrahiin vuonna 1995 että World Trade Centeriin (WTC) vuonna 2001 johtivat varsinkin Yhdysvalloissa ja Yhdistyneessä kuningaskunnassa rakentamisohjeiden kehittämisen jatkuvaa sortumaa vastaan ja rakennusten vaurionsietokyvyn parantamiseen. Rakennusten jatkuvan sortuman ja vaurionsietokyvyn tutkiminen on edelleenkin relevanttia, koska tällä hetkellä esimerkiksi eurokoodit ohjeistavat, että rakennuksella tulee olla riittävä vaurionsietokyky ja jatkuvan sortuman vastustuskyky, mutta laskentaohjeita näiden ominaisuuksien analysointiin vaihtoehtoisilla kuormansiirtoreiteillä ei ole annettu (SFS-EN 1991-1-7 + A1 + AC 2015, s. 26 ja s. 28).



Kuva 2. Ronan Point –kerrostalon nurkan osittainen sortuma alkoi kaasuräjähdyksestä kahdeksannessatoista kerroksessa. Sortuma eteni pannukakkumaisena jatkuvana sortumana. (Kuva: Derek Voller / Tower block collapse. Canning Town / CC BY-SA 2.0)

1.2 Tutkimusongelma ja tavoitteet

Diplomityön tavoitteena on tarkastella kolmen erillisen teräsristikkorakenteen vaurionsietokykyä sauvanpoistomenetelmällä. Sauvanpoistomenetelmällä tarkoitetaan tässä diplomityössä sitä, että teräsrakenteista poistetaan teräsristikosta yksi sauva tai teräskehästä pilari, minkä jälkeen tarkastellaan muuttuneen rakenteen kuormankantokykyä. Tavoitteena on myös tutkia energiamenetelmien soveltuvuutta vaurionsietokyvyn analysointiin sauvanpoistomenetelmää käytettäessä. Teräsristikkorakenteiden vaurionsietokykyä analysoidaan työssä energiamenetelmien lisäksi myös muilla jatkuvan sortuman analyysimenetelmillä, jotka ovat lineaarinen staattinen, lineaarinen dynaaminen, epälineaarinen staattinen ja epäli-

neaarinen dynaaminen menetelmä. Lopuksi verrataan energiamenetelmillä ja muilla analyysimenetelmillä saatuja tuloksia keskenään. Diplomityön keskeiset tutkimuskysymykset ovat siten

- Kuinka sauvanpoisto voidaan mallintaa?
- Ovatko tapaustutkimusten rakenteet alttiita jatkuvalla sortumalle?
- Miten teräsristikkorakenteiden vaurionsietokykyä voidaan parantaa?
- Soveltuvatko energiamenetelmät teräsristikkorakenteiden vaurionsietokyvyn arviointiin?
- Milloin energiamenetelmiä voidaan käyttää ristikkorakenteisen hallin vaurionsietokyvyn arviointiin?

1.3 Rakenne ja rajaukset

Diplomityön tavoitteiden saavuttamiseksi suoritetaan sekä kirjallisuuskatsaus että tapaustutkimus. Kirjallisuuskatsauksessa käsitellään jatkuvaa sortumaa, teräshallien vaurionsietokykyä, jatkuvan sortuman analyysimenetelmiä Yhdysvalloissa kehitettyjen suunnitteluohjeistuksien mukaan, teräksen materiaalimalleja ja energiamenetelmiä. Tapaustutkimuksissa mallinnetaan RFEM-ohjelmistolla teräsrakenteita, joita analysoidaan Yhdysvaltojen suunnitteluohjeistuksien analyysimenetelmillä ja energiamenetelmillä. Työ on jaettu yhdeksään kappaleeseen:

Kappale 1 Esitetään työn tausta, tutkimusongelma, tavoitteet, rakenne sekä rajaukset.

Kappale 2 Tutkitaan, mitä tarkoitetaan jatkuvalla sortumalla ja vaurionsietokyvyllä sekä minkälaisia jatkuvan sortuman analyysimenetelmiä Yhdysvaltojen suunnitteluohjeet käyttävät. Tutkitaan myös, mitkä ovat teräsrakenteiden paikalliset kuormansiirtomekanismit sauvanpoistossa tai tasokehien mahdolliset vaurioskenaariot. Lisäksi esitetään teräshallien riskikoiden staattiset rakennemallit.

Kappale 3 Läpikäydään eurokoodien sallimat teräksen materiaalimallit analysoitaessa rakenteita FEM-analyysin.

Kappale 4 Tarkastellaan sauvanpoistamisesta aiheutuvaa sortuman dynaamisuutta, eli alkutapahtuman impulssimaisuutta. Tutkitaan, miten impulssimaisuutta voidaan mallintaa, mitä dynaaminen suurennuskerroin tarkoittaa ja kuinka suuria vaimennuskertoimia teräsrakenteissa on käytetty.

Kappale 5 Kappaleessa tarkastellaan energiamenetelmiä yleisesti sekä niiden rajoituksia ja oletuksia. Esitetään siirtymätyön ja muodonmuutostyön käsitteet. Johdetaan aksiaalisesti vedetyn tai puristetun sauvan ja siirtymätyön tasapaino.

Kappale 6 Käsitteellistetään sauvanpoistomenetelmä ja esitetään, kuinka sauvanpoistoa voidaan käytännössä mallintaa.

Kappale 7 Diplomityön tapaustutkimukset, joissa suoritetaan rakennemallien mallintaminen sekä esitetään, kuinka energiamenetelmiä ja Yhdysvaltojen suunnitteluohjeissa olevia analyysimenetelmiä on käytetty tapaustutkimuksissa. Esitetään sauvanpoistojen tulokset.

Kappale 8 Arvioidaan tutkittujen menetelmien oletuksia ja rajoituksia tapaustutkimusten ja kirjallisuuskatsauksen pohjalta.

Kappale 9 Suoritetaan työn johtopäätökset ja yhteenveto saatuihin tuloksiin perustuen.

Diplomityön rajaukset kohdistuvat enimmäkseen tapaustutkimuksen kohteena olevan rakenteen analysointiin. Tapaustutkimuksissa työhön on rajattu ainoastaan ristikon sauvan poistaminen ristikon yläpaarteesta ja kehän keskimmäisen pilarin poisto. Sauvan poistaminen tapahtuu äkillisesti aiheuttaen dynaamisen kuormituksen eikä ulkoista kuormituksen aiheuttajaa, kuten esimerkiksi räjähdystä tai hitsin repeämistä, määritetä. Työssä ei siis oteta kantaa siihen, mikä sauvan tai pilarin vaurioitumisen aiheuttaa. Työssä ei myöskään huomioida sekundääristen rakenteiden tai liitosten vaikutuksia sortumaan.

2 Jatkuva sortuma

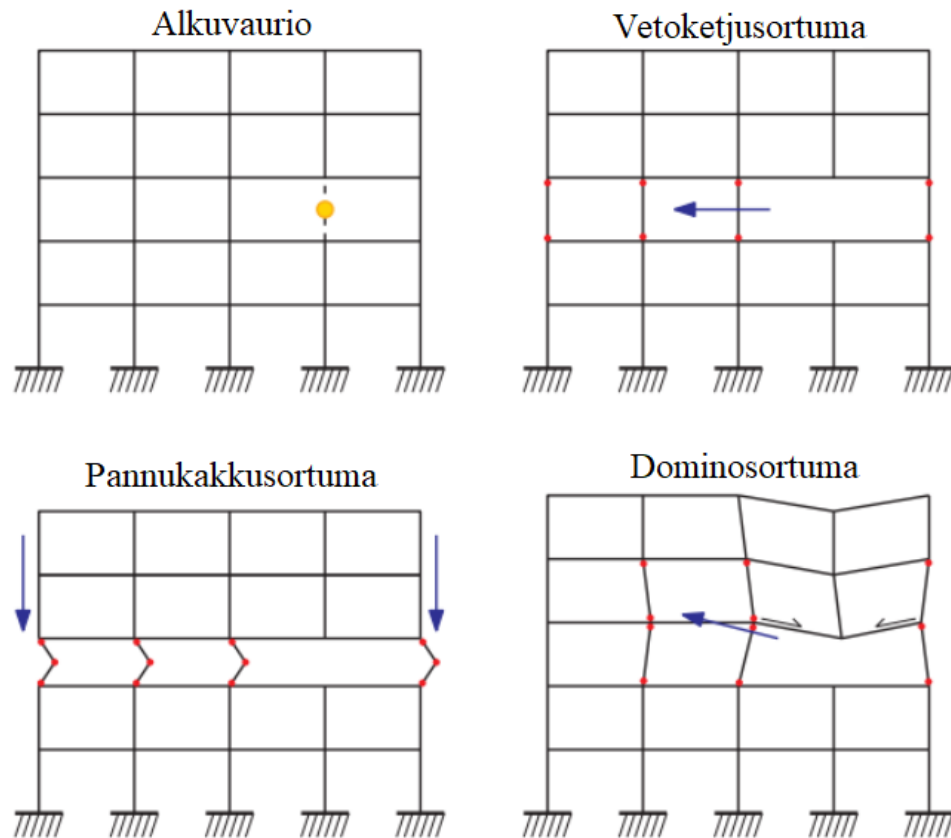
Jatkuvalla sortumalla (engl. progressive collapse) tarkoitetaan rakennuksen osittaista tai täydellistä sortumista tavalla, joka alkaa rakenteen tai rakenteiden paikallisesta vauriosta ja etenee ketjureaktion tavoin edelleen vaurioittaen rakenteita (Ellingwood et al. 2007, s. 1, Starossek 2018, s. 1). Jatkuvalle sortumalle tyypillisiä ominaisuuksia ovat (Ellingwood et al. 2007, s. 1 ja s. 3, Marjanishvili 2004, s. 79)

- Lopullinen sortuma on suhteettoman paljon suurempi kuin sortuman aiheuttanut alkuvaurio. Tämäntyyppistä jatkuvaa sortumaa voidaan kutsua myös suhteettomaksi sortumaksi (engl. disproportionate collapse).
- Tapahtuman todennäköisyys on erittäin pieni.
- Tapahtuma on luonteeltaan dynaaminen.
- Rakenteiden myötörajat todennäköisesti ylittyvät.

Jatkuvan sortuman jaottelu eri kategorioihin on tärkeää, jotta sortumien ominaispiirteet voidaan tunnistaa helpommin ja rakennesuunnittelu voidaan kohdistaa realistisiin sortumamekanismeihin (Brett ja Lu 2013, s. 366). Starossekin (2018, s. 18-34) mukaan rakenteen jatkuva sortuma voidaan jakaa kuuteen eri kategoriaan:

- pannukakkusortuma (engl. pancake-type collapse)
- vetoketjusortuma (engl. zipper-type collapse)
- dominosortuma (engl. domino-type collapse)
- poikkileikkaussortuma (engl. section-type collapse)
- epästabiiliussortuma (engl. instability-type collapse)
- seka- tai yhteissortuma (engl. mixed-type collapse).

Pannukakkusortumassa rakenne menettää vertikaaliset tukensa, minkä seurauksena rakennuksen potentiaalienergia vapautuu kineettiseksi energiaksi ja tuen menettänyt rakenne putoaa alempana olevan rakenteen päälle. Jos rakenne edelleen sortuu törmäyksestä, tapahtuu pannukakkusortuma kuvan 3 mukaisesti. Todennäköisesti tunnetuin pannukakkusortuma on WTC:n kaksoistornien sortumat, jossa lentokoneiden törmäykset ja siitä aiheutuneet tulipalot heikensivät kerrosten kantavia vertikaalisia rakenteita johtaen kantavien rakenteiden menetyksiin. Tällöin yläpuolinen rakenne alkoi pannukakkumaisesti sortua ja sortuma eteni maan tasolle saakka. (Starossek 2018, s. 18-21.)



Kuva 3. Vetoketju-, pannukaku- ja dominosortumien havainnekuvat kerrostalon pilarin vaurioituessa. Nuolet esittävät sortumisen leviämisen suunnan, ja punaiset pallot plastisten nivelten sijainnit. (Kiakojour et al. 2020, s. 7, kuvalla on kustantajan käyttöluupa)

Vetoketjusortumassa rakenne sortuu yhden tai useamman rakenneosan menetyksestä siten, että rakenteen kuormitus on tyypillisesti kohtisuorassa sortuman etenemissuuntaan nähden, kuten kuvasta 3 voidaan todeta. Esimerkkinä vetoketjusortumasta voidaan antaa kaapelisilta, jonka yhden tai useamman kaapelin sortuminen aiheuttaa vetoketjumaisesti kaikkien kaapeleiden sortumisen. (Starossek 2018, s. 21-24.) Vastaavanlainen analogia pätee esimerkiksi sisäkattoa kannattavien vetosauvojen murtumistapahtumaan. Jos vetosauvat pääsevät haurastumaan korroosiosta, voi yhdenkin vetosauvan murtuminen aiheuttaa jatkuvan sortuman katon vetosauvoissa. Tämän tyyppinen sortuminen tapahtui Sveitsissä eräässä uimahallissa. Vetoketjusortumassa on erityistä se, että vaikka rakenne olisi staattisesti määräämätön (eli se tarjoaa voimille useita vaihtoehtoisia kuormansiirtymisreittejä) ja sitkeistä materiaaleista valmistettu, voi se silti sortua haurastasi ja yllättäen. (Knoll ja Vogel 2009, s. 22.)

Dominosortumassa rakenne menettää tasapainonsa ja kaatuu horisontaalisessa suunnassa vierekkäisen rakenteen päälle aiheuttaen seuraavan törmätyn rakenteen kaatumisen. Kuvassa 3 esitetään dominosortuman eteneminen kerrostalon yhden kantavan pilarin vaurioitumisen jälkeen. Rakenteiden kaatuminen ja sortuminen jatkuu tällöin niin kauan, kunnes rakenne pystyy esimerkiksi vastustamaan kaatuneen rakenteen kineettistä energiaa. Dominosortumassa huomioon otettavaa on sortumisen aiheuttavan voiman suunta. Esimerkiksi sähkölinjoja kannattelevat pylväät ja siltojen kannatinrakenteet kantavat pääasiassa vertikaalisia kuormia, kun taas dominosortuma aiheuttaa vaakasuuntaisen voiman. (Starossek 2018, s. 24-27.) Sähkölinjoja kannattelevien pylväiden pääasialliset vertikaaliset kuormat aiheutu-

vat voimajohtojen omapainosta, jotka voivat 400 kV voimajohdoilla olla 150 kN suuruusluokkaa (Hautaniemi 2014, s. 50). Suorilla johto-osuuksilla johtimet suunnitellaan vapaasti liikkuviksi, jolloin suorien johto-osuuksien pylväisiin ei kohdistu omaan painoon verrattavissa olevia merkittäviä vaakavoimia, kuten esimerkiksi kulma- ja kiristyspylväissä käy niiden estäessä johtimien vaakasuuntaisia liikkeitä (Hautaniemi 2014, s. 46). Lisäksi pylväisiin voi muodostua vaakakuormia esimerkiksi jää- ja tuulikuorman yhdistelmänä (Hautaniemi 2014, s. 53). Jos erityisesti suorien johto-osuuksien pylväitä ei suunnitella voimajohdon tai pylvään katkeamisesta johtuvia vaakavoimia vastaan, voi siitä aiheutuva sortuminen johtaa dominomaiseen sortumaan. Tämäntyyppinen dominosortuma kävi esimerkiksi Saksassa vuonna 2005, jossa yhden pylvään vaurioituminen jäisen lumikuorman ja tuulikuorman alaisena aiheutti yhteensä 82 pylvään jatkuvan sortuman (Klinger et al. 2011, s. 1873 ja s. 1881-1882).

Poikkileikkaussortumassa poikkileikkaus muuttuu äkillisesti pienemmäksi esimerkiksi jonkin osan törmäämisestä rakenneosaan tai hitsin murtumisen takia, minkä seurauksena poikkileikkaus tulee ylikuormitetuksi ja tapahtuu haurasmurtuma tai hauraan näköinen murtuma. Tämä sortumatyyppi on verrattavissa vetoketjusortumaan, koska niiden sortumaproseduuri on samanlainen – yksittäinen rakenne tai rakenneosa menettää kantokykynsä ja alkaa yksittäisten osien jatkuva sortuminen. Poikkileikkaussortuma on kuitenkin jaettu omaksi kategoriakseen sen takia, että poikkileikkaussortumassa rakenne koostuu yleisesti ottaen homogeenisistä ja jatkuvista rakenteista (esimerkiksi palkki tai vetosauva), kun taas vetoketjusortuman rakenne on epäjatkua (esimerkiksi köysisillan vetoköydet). (Starossek 2018, s. 27-28.)

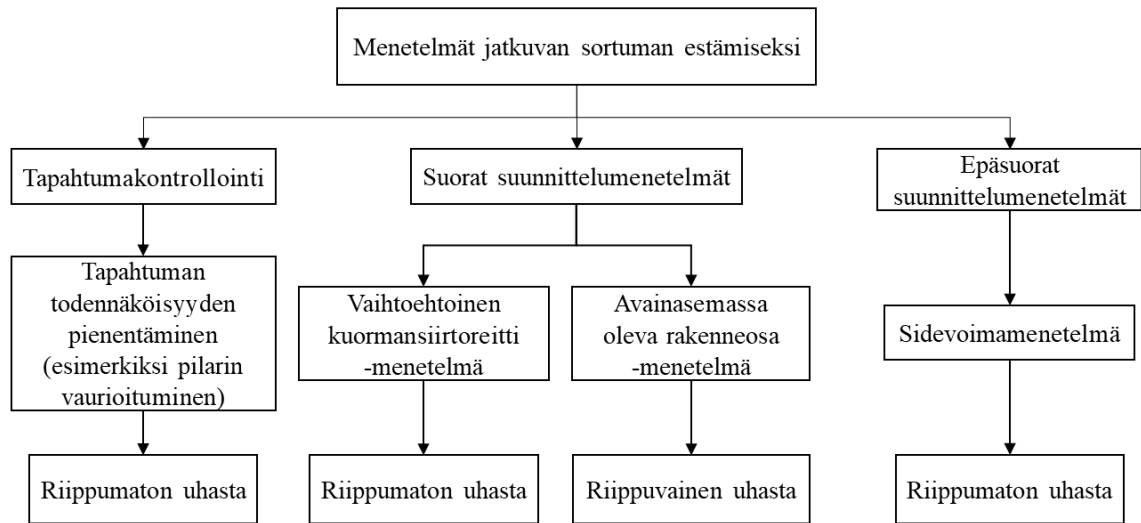
Epästabiiliussortumassa rakenneosa (esimerkiksi puristettu ristiside) menettää stabiiliutensa staattisessa kuormitustilanteessa ylikuormituksen tai geometrinen virheiden takia (Starossek 2018, s. 28-31). Sortuma voi edetä jatkuvaksi sortumaksi esimerkiksi teräsristikossa, jossa yksittäisen puristetun sauvan stabiiliuden menetys aiheuttaa myös muiden sauvojen stabiiliuden menetyksen kuormitusten uudelleen jakautuessa. Epästabiiliussortumaksi ei kuitenkaan lasketa sellaisia sortumia, joita edeltää jokin varsinainen epästabiiliudelle altistava tapahtuma (Starossek 2018, s. 28-31). Altistava tapahtuma voisi olla esimerkiksi WTC:n kaksoistornien vertikaalisten tukien menettäminen ja yläpuolisten kerrosten törmäys alempiin kerroksiin aiheuttaen vertikaalirakenteiden stabiliteetin menetyksen ja siten jatkuvan sortuman.

Seka- tai yhteissortumatyyppissä esiintyy nimensä mukaisesti kahta tai useampaa sortumatyyppiä eikä sortumaa siten voida sijoittaa mihinkään edellä mainittuun kategoriaan (Starossek 2018, s. 31-34). Seka- ja yhteissortumaksi voidaan nimetä esimerkiksi teräshallin ristikon puristussauvojen epästabiiliussortuma, jonka jälkeen hallin ristikkokehä kaatuu toisen ristikkokehän päälle aiheuttaen dominosortuman. Tällöin lopputuloksena on seka- tai yhteissortuma, joka alkaa epästabiiliussortumasta ja päättyy dominosortumaan.

2.1 Menetelmät jatkuvan sortuman estämiseksi

Menetelmät jatkuvan sortuman estämiseksi voidaan jakaa kolmeen eri ryhmään kuvan 4 mukaisesti, jotka ovat tapahtumakontrollointi, suorat menetelmät ja epäsuorat menetelmät (Knoll ja Vogel 2009, s. 16). Tapahtumakontrolloinnissa (engl. event control) pyritään vaikuttamaan (jatkuvan sortuman) tapahtuman todennäköisyyteen sosiaalisilla tai poliittisilla päätöksillä. Päätökset voivat olla esimerkiksi rajoituksia ihmisten pääsyyn tiettyihin osiin rakennuksesta tai autoteiden suunnitteleminen pois kriittisten rakenteiden läheisyydestä törmäysten välttämiseksi. Edellä esitettyjen esimerkkien tapahtumat ovat tunnettuja (engl.

threat-specific), mutta ne voivat olla myös tuntemattomia (engl. non threat-specific) riippuen käytettävästä menetelmästä. (Ellingwood et al. 2007, s. 18-19 ja s. 28.)



Kuva 4. Vakiintuneimmat menetelmät jatkuvan sortuman estämiseksi. (Mukaillen Shams Al 2012, s. 39)

Suorissa suunnittelumenetelmissä (engl. direct design approach) pyritään osoittamaan rakenteen kestävyys eksplisiittisesti analysoimalla rakennetta onnettomuustapahtuman realisoituessa (Leyendecker ja Ellingwood 1977, s. 20). Onnettomuustapahtuma voi olla esimerkiksi kantavan rakenneosan mielivaltaisen poistaminen rakenteesta (tapahtuma on tuntematon) tai ajoneuvon törmäys rakenteeseen (tapahtuma on tunnettu). Rakenneosan poistamista kutsutaan vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien menetelmäksi (engl. alternative load path method), ja se on monen eri maan standardeihin vakiintunut käytäntö rakenteen kestävyysarvointiin (Ellingwood et al. 2007, s. 43, Adam et al. 2018, s. 126). Toinen suorien menetelmien kategoriaan kuuluva menetelmä on mitoittaminen avainasemassa oleva rakenneosa -menetelmä (engl. specific local resistance method), jossa on pystytty tunnistamaan mahdollinen onnettomuustapahtuma, kuten esimerkiksi räjähdys tai ajoneuvon törmäys rakenteeseen (Ellingwood et al. 2007, s. 43). Tämän seurauksena rakennetta vahvistetaan kestämiään nämä kuormat, jolloin rakenneosa kestää usein tunnetun, arvioidun onnettomuuskuorman. Myös tämä menetelmä on vakiintunut eri maiden standardeihin (Adam et al. 2018, s. 126).

Epäsuorissa suunnittelumenetelmissä (engl. indirect design approach) rakenteen vaurionsietokykyä pyritään parantamaan suunnittelemalla rakenteelle vähimmäistaso lujuuden, jatkuvuuden ja sitkeyden suhteen onnettomuustapahtuman ollessa tuntematon (Leyendecker ja Ellingwood 1977, s. 20, Dusenberry ja Hamburger 2006, s. 347, Adam et al. 2018, s. 127). Tunnetuin ja käytetyin epäsuora menetelmä lienee sidevoimamenetelmä (engl. tying force method), jossa rakennus pyritään sitomaan pysty- ja vaakasuunnassa yhtenäiseksi rakenteeksi (Adam et al. 2018, s. 126-127). Sitominen voi tapahtua esimerkiksi teräksisin rengasitein, puu-, teräs- tai alumiiniprofiileilla tai verkkoraudoitteilla riippuen sovellettavasta kohteesta (YM 2019, s. 39). Eri maiden sidontamenetelmistä erityisesti eurokoodin ja Suomen ympäristöministeriön minimivaatimukset sidonnoille on usein todettu riittämättömiksi käytettäessä teräsbetonisissa elementtikerrostaloissa. Näin ovat tehneet esimerkiksi Stephen (2017, s. 256-257) ja Klasila (2016, s. 71-72).

Tämän diplomityön tapaustutkimuksissa tutkitaan rakenteiden vaurionsietokykyä vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien menetelmällä. Menetelmällä voidaan todentaa, kestävätkö vaurioituneet rakenteet kuormituksia vai tulisiko niitä vahvistaa. Rakenteesta ja menetelmien soveltamiskohteesta riippuen voi kuitenkin olla järkevämpää suunnitella rakenne hajoamattomaksi mitoittamalla tietyt kantavat rakenneosat avainasemassa oleviksi rakenteiksi kuin olettaa rakenteen hajoaminen ja suunnitella kuormien kantaminen vaihtoehtoisilla kuormansiirtoreiteillä (Menchel 2008, s. 22-23).

2.2 Teräshallien vaurionsietokyky ja redundanttisuus

Vaurionsietokyky (engl. robustness tai structural robustness) tarkoittaa Starossekin (2018, s. 48) mukaan sellaisen rakennuksen ominaisuutta, jossa paikallinen vaurio ei kohtuuttomasti leviä rakennuksessa. Eurokoodit määrittelevät vaurionsietokyvyn *“rakenteen kyvyksi vastustaa sellaisia tapauksia, kuten tulipaloo, räjähdys, törmäystä tai inhimillisen virheen seurauksia vahingoittumatta alkuperäiseen syyhyn nähden suhteettoman laajasti”* (SFS-EN 1991-1-7 + A1 + AC 2015, s. 20). Vaurionsietokyvyllä ja jatkuvalla sortumalla onkin yhteys, koska paikallinen vaurio vaurionsietokyvyttömällä rakenteella todennäköisesti johtaa rakenteen sortumiseen ja sitä kautta mahdollistaa jatkuvan sortuman. Sen takia on tärkeää tarkastella, mitkä asiat vaikuttavat teräshallien vaurionsietokykyyn.

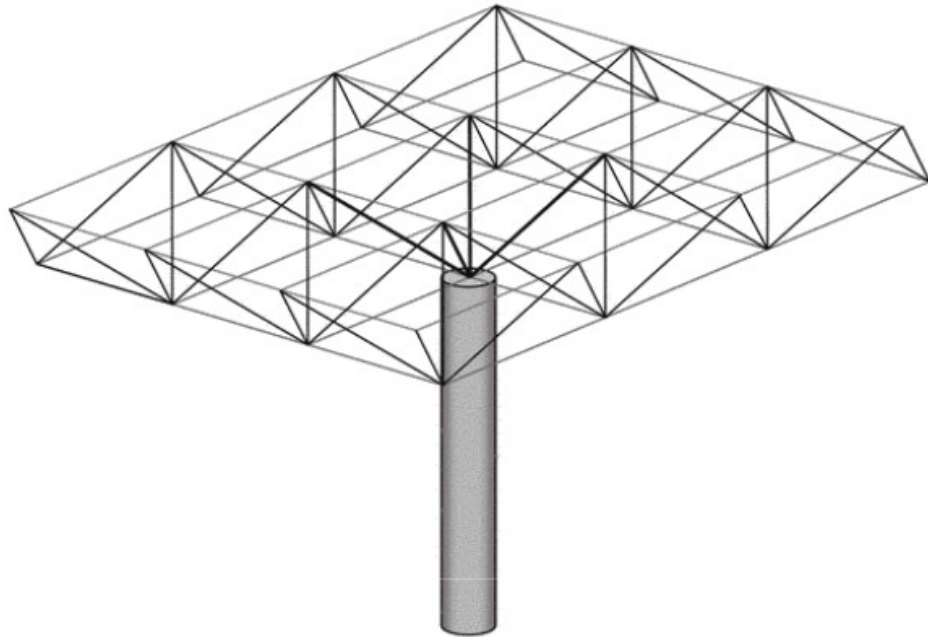
Vaurionsietokykyyn liittyy olennaisesti rakenteen tai rakennuksen redundanttisuus. Redundantisella rakenteella tarkoitetaan Starossekin (2018, s. 148) mukaan sellaista rakennetta, josta löytyy vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä. Toisaalta redundanttisuudella voidaan tarkoittaa esimerkiksi siltojen tapauksessa yleisemmin *“sillan ominaisuutta suoriutua suunnittelufunktiostaan vaurioituneessa tilanteessa”* (Michael et al. 2015, s. G. 12). Redundanttisuus voidaan Cha et al. (2014, s. 1) mukaan jakaa kolmeen erilliseen kategoriaan:

- sisäinen redundanttisuus (engl. internal redundancy)
- rakenteellinen redundanttisuus (engl. structural redundancy)
- vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti –redundanttisuus (engl. load-path redundancy).

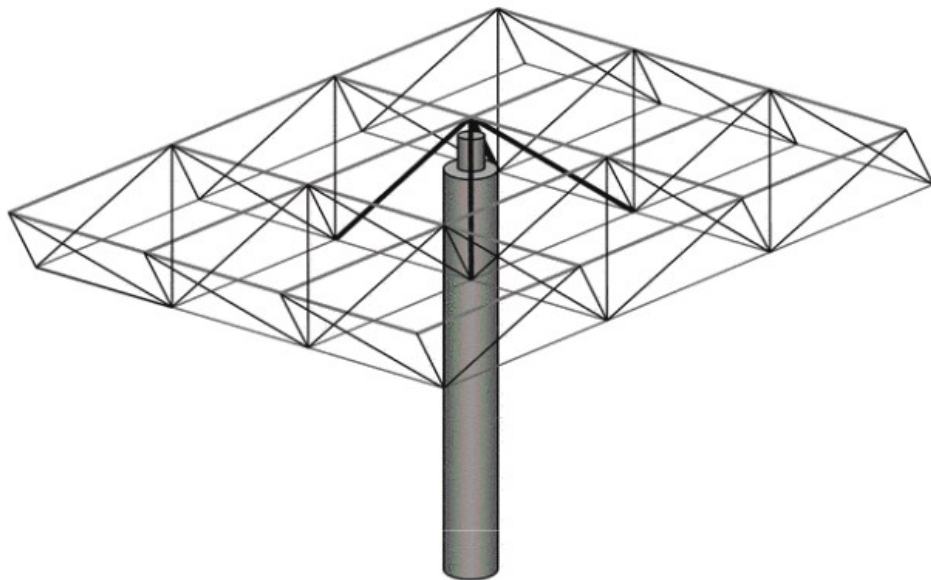
Sisäisessä redundanttisuudessa rakenteessa tapahtuva vaurio ei etene rakenteessa viereisiin rakenneosiin (Cha et al 2014, s.1). Esimerkkinä mainittakoon teräsristikkorakenne, jossa vaurio tapahtuu yksittäisessä ristikon sauvassa. Jos vaurio ei etene vierekkäisiin rakenneosiin, on rakenteella tällöin sisäistä redundanttisuutta. Rakenteellisella redundanttisuudella tarkoitetaan rakenteen staattista määräämättömyyttä (Cha et al 2014, s. 1). Lähtökohtaisesti voidaan ajatella, että mitä suurempi rakenteen staattinen määräämättömyys on, sitä redundanttisempi rakenne on. Staattista määräämättömyyttä voidaan kasvattaa lisäämällä tukirakenteiden määrää. Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti -redundanttisuudella tarkoitetaan sitä, onko rakenteella primäärisiä kuormankanto-osia, jotka voivat kantaa kuormaa primääriseen osan vaurioituttua (Cha et al 2014, s. 1). Kuormansiirtoreittien lukumäärä kasvattaa lähtökohtaisesti rakenteen redundanttisuutta.

Teräshalleissa yksi tyypillinen rakenne on avaruusristikkokehä tai avaruusristikko, jossa ristikko liittyy monella rakenneosalla tukevaa osaan, yleensä pilariin (ks. kuva 5). Tämän tyyppinen rakenne mahdollistaa korkean staattisen määräämättömyyden, mikä on edellytyksenä vaihtoehtoisille kuormansiirtoreiteille ja siten lähtökohtaisesti parantaa vaurionsietokykyä. Avaruusristikkoja suunnitellessa on kuitenkin huomioitava se, että puristetut rakenneosat vaurioituvat äkillisesti menettäessään stabiiliutensa. Käytännössä ristikon vetosauvat joutuvat kestäämään vaurion, useimmiten plastisoitumalla. Knoll ja Vogel (2009, s. 69) suosittelevatkin, että pilariin tukeutuvat sauvat olisivat vedossa puristuksen sijaan, kuten kuvassa 6.

Tämä kuitenkin edellyttää, että ristikon liitokset ovat ylipäättään vahvempia kuin ristikon sauvat. Liitoksia heikentävät pultinreiät, hitsit, kierteet poikkileikkauksessa tai ylipäättänsä liian pienen kapasiteetin omaava liitos. Jos liitos on alimitoitettu, mahdollistaa se liitoksen hauraan näköisen murtuman. Tämä johtuu siitä, että liitoksen poikkipinta-ala on pienempi kuin liitettävällä osalla, jolloin plastisoitumispinta-alaakin on vähemmän eli energiaa voi sitoutua liitoksessa vähemmän kuin rakenneosassa. (Knoll ja Vogel 2009, s. 23 ja s. 69.) Yleisesti ottaen voidaan todeta, että hyvän suunnittelun lähtökohtana on, että liitos ei ole rakennuksen heikoin kohta, liitokset ovat puristettuja ja sauvat ovat vedettyjä. Tällöin rakenneosien vaurioituessa rakenne käyttäytyy ensisijaisesti sitkeästi eikä hauraasti.

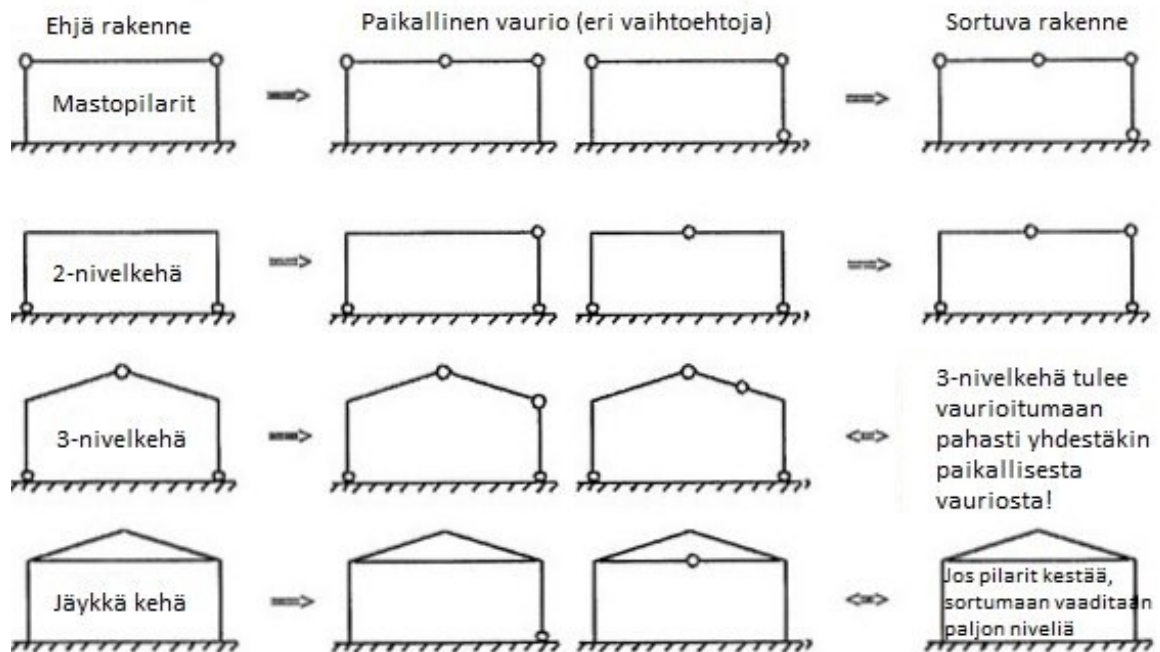


Kuva 5. Avaruusristikko, jossa pilariin tukeutuvat puristettut sauvat ovat korostettuina. (Knoll ja Vogel 2009, s. 23, kuvalla on IABSE:n käyttö lupa)



Kuva 6. Avaruusristikon vaurionsietokykyä voidaan parantaa vaihtamalla pilariin liitettävät puristettut sauvat vedon alaisiksi. (Knoll ja Vogel 2009, s. 69, kuvalla on IABSE:n käyttö lupa)

Tyypillisesti teräshallit rakentuvat erillisistä tasokehistä, jotka on asetettu peräkkäin hallin pituussuunnassa. Tasokehät liitetään yhteen jäykistyksin, seinä- ja katto-orsin sekä esimerkiksi sekundäärisillä teräsristikoilla (tuuli- ja orsiristikot), jolloin hallin tasokehät tulevat sidotuksi kolmiulotteisesti, ja ne voivat kantaa kuormia avaruuskehinä. Teräshallien vaurionsietokykyä arvioitaessa on olennaista tunnistaa tasokehien todennäköisimmät sortumamekanismit, jotka on esitetty kuvassa 7. Sortumamekanismit määräytyvät suurilta osin sekä tasokehän liitoksista perustuksiin että varsinaisen kehän pilarin ja kattokannattajan välisestä liitoksesta, koska liitostyypit määräävät rakenteen staattisen määräämättömyyden kertaluvun, eli rakenteellisen redundanttisuuden. Kuvan 7 mastopilarit- ja 2-nivelkehärakenteella staattisen määräämättömyyden kertaluku on 1, 3-nivelkehällä 0 ja jäykällä kehällä jopa 6. Kolminivelkehä, joka on staattisesti määrätty rakenne, on siten herkempi sortumiselle kuin muut kuvassa 7 esitetyt rakenteet, sillä yhdenkin plastisen nivelen muodostuminen rakenteeseen aiheuttaa mekanismin (Leino et al. 2017, s. 74). Juuri tämäntyyppinen sortuminen tapahtui kappaleessa 1.1 esitetyssä Laukaan maneesin sortumisessa, jossa yhden 3-nivelkehän kainaloliitoksen vaurioituminen aiheutti kehän muuttumisen mekanismiksi johtaen edelleen sortumaan (Valonen et al. 2014, s. 37). Lähtökohtaisesti voidaan ajatella, että mitä suurempi staattisen määräämättömyyden kertaluku on, sitä vaurionsietokykyisempi rakenne on.



Kuva 7. Teräshallin tasokehien mahdollisia vaurioskenaarioita. (Mukaillen Leino et al. 2017, s. 74, kuvalla on RIL:n käyttö lupa)

Jatkuvan sortuman analyyseissä useimmat tutkimukset ovat keskittyneet pääasiassa pilarin poistamiseen monikerroksisesta rakennuksesta, ja tutkimalla sen vaikutuksia sortuman mahdollisuuteen. Isojen teräshallien tapauksessa on kuitenkin yhtä tärkeää tarkastella sekä kehää tukevan pilarin että yksittäisen ristikon rakenneosan (eli sauvan) poistamisen vaikutuksia. Ristikon sauvan poistamista on käsitelty esimerkiksi Jiangin ja Chenin (2012) tutkimuksessa. Jiang ja Chen tutkivat tasomaista yksikerroksista jäykkäkehäistä teräsristikkoo, jonka jänneväli on 33 metriä ja harjakorkeus 27,63 m. Teräsristikon uumasauvat olivat jäykästi

kiinnitetty ylä- ja alapaarteisiin. Kehän vikasietoisuutta analysoitiin sauvanpoistomenetelmällä, eli poistamalla yksi tai kaksi ristikkosauvaa paarteista tai ristikon uumasta. Analyysimenetelminä käytettiin sekä epälineaarista staattista menetelmää helpottamaan yksittäisten kuormansiirtomekanismien havaitsemista että epälineaarista dynaamista menetelmää kehän lopullisen muodon selvittämiseksi. Havaitut mekanismit voidaan nähdä kuvasta 8. Tutkimuksessa kehitettiin kaksi erilaista indeksiä kullekin ristikon sauvalle: herkkyys- ja avainasemaindeksit. Herkkyys-indeksi kertoo sen, kuinka herkästi kyseisen sauvan poistaminen (vaurioituminen) aiheuttaa muiden vaurioitumattomien sauvojen kantokyvyn menetyksen. Avainasemaindeksi taas kertoo sen, pystyykö sauva pysäyttämään sauvojen jatkuvan sortuman. Tuloksista todettiin, että kehä on todella herkkä sortumalle pilareita lähimpien ristikon diagonaalisauvojen tai ristikon keskellä olevien yläpaarteiden vaurioituessa, eli niiden herkkyys ristikon sortumalle oli korkea. Toisaalta todettiin, että samat diagonaalisauvat ja alapaarten sauvat pystyvät myös estämään sauvojen jatkuvan sortuman, eli ne ovat samanaikaisesti avainasemassa sekä herkkiä aiheuttamaan ristikon sortuman vaurioituessaan. Ristikon vaurioituessa jatkuva sortuma eteni vetoketjumaisesti tai epästabiilisuussortumana. Johdopäätöksinä tutkijat suosittelivat vahvistamaan avainasemassa olevia sauvoja ja suojaamaan herkkiä sauvoja mahdollisilta onnettomuustilanteilta. Nämä molemmat menetelmät parantavat ristikon vikasietoisuutta.

Numero	Alkuvaurio	Paikallinen kuormansiirtomekanismi	Havainnekuva
1	Yläpaarre	Nivel alapaarteessa	
2	Alapaarre	Nivel yläpaarteessa	
3	Diagonaali	Liukuva taso	
4	Vertikaalinen uumasauva	Liukuva taso	
5	Vertikaalinen uumasauva	Nurjahduspituuden kasvu	

Kuva 8. Sauvanpoiston aiheuttamat paikalliset kuormansiirtomekanismit. (Mukaillen Jiang ja Chen 2012, s. 234, kuvalla on ASCE:n käyttö lupa)

Kuten Jiang ja Chen, niin myös Yan et al. (2017) tutkivat nivelellisesti tuetun teräksisen tasoristikon vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien muodostumista ja ristikon murtumismekanismeja riippuen siitä, mistä kohtaa ristikkosauva on poistettu. Vaihtoehtoisia kuormansiirtomekanismeja havaittiin kaksi: köysi- ja kaarirakenne. Rakenteeseen muodostui köysirakenne, kun yläpaarteesta poistettiin sauva, ja kaarirakenne muodostui poistettaessa sauva alapaarteesta. Diagonaaleja poistettaessa voi muodostua kumpi vain kuormansiirtomekanismi. Tutkijat havaitsivat, että sauvat, jotka aiheuttavat eniten vahinkoa ristikolle, ovat yläpaarten tai alapaarten poisto jännevälin keskeltä, ristikon reunoilta ja diagonaalin poistaminen jännevälin keskeltä. (Yan et al. 2017, s. 4 ja s. 11.) Havainnot ovat siis yhtäläisiä Jiangin ja Chenin tutkimustulosten kanssa.

Jiangin ja Chenin tapaan myös Knoll ja Vogel (2009, s. 27) pohtivat, että rakennuksen vikasietoisuutta voitaisiin parantaa valmistamalla paikallisesti kestävämpiä rakenteita, jolloin

vetoketjumaiset sortumat eivät pääsisi etenemään. Esimerkiksi kappaleessa 2.2 esitetty sähkölinjojen dominosortuminen voidaan estää suunnittelemalla sähkölinjan pylvää vahvemiksi tietyn matkan välein.

Teräshallien vaurionsietokykyä voidaan parantaa rakenteellisin sulakkein (engl. structural fuse). Rakenteellinen sulake tarkoittaa rakennetta tai rakenneosaa, joka välittää voimia voimansiirtoreitissä siten, että sulake deformatuu sitoen energiaa, mutta samaan aikaan rajoittaen voimien suuruutta. Energiaa sitoutuu eniten sulakkeen plastisoituessa, jolloin rakenteen sisäiset voimat eivät kasva. (Knoll ja Vogel 2009, s. 28.) Sulakkeella voidaan parantaa teräshallien vaurionsietokykyä esimerkiksi suunnittelemalla jäykisteet kehien päihin, jotka kehän vaurioituessa vastaanottavat suurimmat aksiaalivoimat. Tällöin myös plastisoituminen alkaa todennäköisesti kyseisissä sulakeosissa.

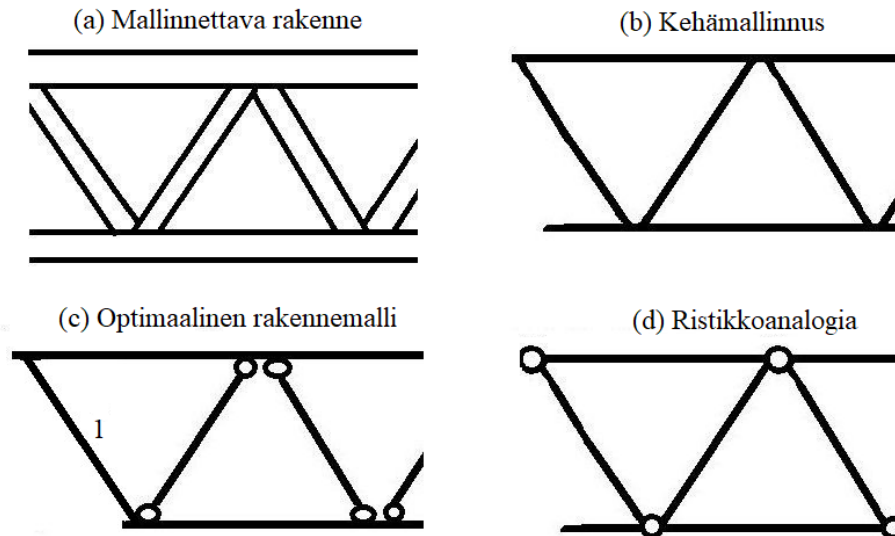
Eräs peruste suunnitella rakenteellisia sulakkeita on välttää sauvojen nurjahtamisen vaikutusten huomioonottaminen analyysissä. On todettu, että sauvan vaurioituminen ja sen osittaisenkin kapasiteetin menettäminen ristikossa aiheuttaa dynaamisia voimien uudelleenjakautumisia rakenteessa (Malla et al. 2011, s. 1504, Malla et al. mukaan). Lisäksi nurjahtaminen voi olla joko stabiilia siten, että rakenneosa kantaa vielä kuormaa nurjahtamisen jälkeen, ja energiaa tarvitaan lisää muodonmuutoksen aiheuttamiseksi tai epästabiilia, jolloin rakenneosa ei kannata kuormaa nurjahtamisen jälkeen, ja voimien pitää jakautua uudelleen, mikä hankaloittaa rakenteen analysointia. Esimerkiksi Rashidyan ja Sheidaii (2017, s. 1761-1762) paransivat avaruusristikon vikasietoisuutta tekemällä yläpaarten puristetuista sauvoista vahvempia ja alapaarten vedetyistä sauvoista heikompia. Tällöin puristetut sauvat eivät nurjahda ennen kuin vedetyt sauvat alkavat myötäämään ja siten sitomaan tehokkaasti energiaa. Toisin sanoen, he suunnittelivat alapaarten sulakeosiksi. Paarteiden vahvistaminen ja heikentäminen ovat luonnollisesti rakennekohtaisia, koska esimerkiksi käyttö- tai murtorajatilojen kuormitukset saattavat olla määräävämpiä sauvojen poikkileikkausten suhteen kuin onnettomuusrajatilan kuormitukset. Vastaavaa ajattelutapaa käytetään myös taivutetun teräsbetonipalkin murtorajatilasuunnittelussa, jossa taivutetun palkin alareunan veto-teräkset suunnitellaan sulakeosiksi. Suunnittelun tavoitteena tällöin on, että veto-teräkset alkavat myötäämään (palkin murtotapa on sitkeä) ennen kuin palkin yläreunan puristettu betoni murtuu (palkin murtotapa on hauras). Sauvojen nurjahtamisen vaikutusten huomioimisesta on vielä kuitenkin mainittava, että Morris (1993, s. 881-882) analysoi suurta 3D-avaruusristikkoa, ja totesi ristikon hajoavan 5 % pienemmällä kuormituksella, jos sauvojen nurjahtamisen jälkeinen käyttäytyminen huomioidaan. Sauvojen nurjahtaminen aiheuttaa dynaamisen efektin, jolloin rakenne kokonaisuudessaan hajosi Morriksen (1993, s. 883) tutkimuksessa pienemmällä kuormituksella. Ero ei ole kovin suuri ottaen huomioon koko laskennan realistisuus todelliseen vauriotapaukseen verrattuna.

2.3 Hitsattujen putkipalkkiristikoiden staattiset rakennemallit

Hitsattujen putkipalkkiristikoiden käyttö Suomessa teollisuus-, varasto- ja hallirakennusten kattokannattajina on yleistä (Witting 2000, s. 589). Erityisesti ristikoiden kestävyyttä mitoittaessa tulee varmistua siitä, että mallinnettu rakennemalli vastaa todellista staattista rakennemallia. Jos rakennemalli ei vastaa todellisuutta, eivät myöskään suunnittelussa tarkastetut murtotavat pidä todennäköisesti paikkaansa. Putkipalkkiristikkorakenteita voidaan mallintaa ainakin kolmella eri periaatteella (Valonen et al. 2011a, s. 5-6):

- Kehämallinnus (ks. kuva 9b)
- Optimaalinen rakennemalli (ks. kuva 9c)

- Ristikkomallinnus tai ristikkoanalogia (ks. kuva 9d)



Kuva 9. Todellisen mallinnettavan ristikkorakenteen mahdolliset staattiset rakennemallit. (Mukaillen Valonen et al. 2011a, s. 6, kuva: Onnettomuustutkintakeskus)

Kehämallintaminen (engl. rigid joint frame analysis) soveltuu käytettäväksi silloin, kun diagonaalien leveydet ovat yhtä suuria paarteiden leveyksien kanssa. Suositeltavaa on myös diagonaalien limittäminen, jolloin uumasauvojen neutraaliakselit kohtaavat paarteiden neutraaliakselilla aiheuttamatta epäkeskisyydestä aiheutuvia taivutusmomentteja. Tällöin sauvojen liitokset ovat myös yhtä jäykkiä kuin liitettävät rakenneosat. (Valonen et al. 2011a, s. 6.) Kehämallintamisessa ei siis mallinneta erillisiä niveliä rakenteeseen. Mallintamistekniikkaa ei kuitenkaan suositella useimmille yksipaarteisille suoraan hitsatuille tasoristikoiille, koska kehämallintaminen usein yliarvioi diagonaaleissa vaikuttavat taivutusmomentit. Lisäksi uumasauvojen aksiaalivoimat kuitenkin pysyvät yhtä suurina kuin ristikkoanalogialla mallinnetussa rakenteessa. (Wardenier et al. 2010, s. 68.)

Ristikkomallintamisessa tai -analogiassa (engl. pinned joint analysis) uuman sauvat mielletään molemmista päistään nivelellisiksi eivätkä ne siten pysty välittämään taivutusmomentteja. Lisäksi ylä- ja alapaarteita ei mielletä jatkuviksi. Tämäntyyppinen mallintaminen sopii silloin, kun uumasauvojen leveys on sopivasti pienempi kuin paarteiden leveys ja diagonaalisauvojen välinen vapaa etäisyys (vapaaväli) on vähintään uumasauvojen yhteenlaskettu ainevahvuus. (Valonen et al. 2011a, s. 6.) Suositeltava uumasauvojen ja paarteiden leveyksien suhde on noin 0,7-0,8, ja liitosten aiheuttamat epäkeskisyydet tulee huomioida paarteiden mitoituksessa (Ongelin et al. 2016, s. 431, Wardenier et al. 2010, s. 68). Ristikkomallintaminen on yleinen menetelmä rakenneputkiristikon elastisessa analysoinnissa (Wardenier et al. 2010, s. 68). Zhao et al. (2017, s. 105) kuitenkin huomauttavat, että ristikkomallintaminen ei välttämättä ole sopiva jatkuvan sortuman analysointiin mallin jättäessä huomioimatta taivutusmomentit.

Optimaalisessa rakennemallissa ylä- ja alapaarteet ovat jatkuvia, diagonaalisauvat ovat päistään nivelellisiä lukuun ottamatta ristikon reunimmaisista diagonaaleista (ks. kuva 9c, sauva 1), joihin voi todellisuudessa tulla merkittäviäkin taivutusmomentteja liitosten epäkeskisyyksistä (Valonen et al. 2011a, s. 6). Rakennemalli on siis kehä- ja ristikkomallintamisen väli-muoto. Tästä mallista Zhao et al. (2017, s. 105) toteavat, että optimaalista rakennemallia

voidaan käyttää hitsatuilla liitoksilla jatkuvan sortuman analysoinnissa, jossa sauvat on idealisoitu joko täysin jäykiksi tai täysin nivelellisiksi. Idealisoinnin tarkkuus tulisi kuitenkin varmistaa kokeellisesti. Tasomaisen teräsristikon koestamisen tuloksista Zhao et al. (2017, s. 113-114) huomasivat, että täysin jäykäksi idealisoidut hitsatut diagonaalisauvat saattavat nurjahtaa helpommin FEM-analysoinnissa kuin aidossa ristikossa. Lisäksi he arvioivat koetulosten perusteella edelleen, että optimaalista rakennemallia, jossa hitsit on idealisoitu täysin nivelellisiksi, voidaan käyttää ristikon jatkuvan sortuman analysoinnissa.

2.4 Vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien analysointi Yhdysvaltalaisien suunnitteluohjeiden mukaan

Eurokoodit sallivat vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien laskennan, mutta eivät ohjeista niiden laskentaan, kun oletetaan rakenneosa (esimerkiksi pilari, palkki, ristikon sauva) poistetuksi rakenteesta (ks. liite 3). Tämän takia tutkitaan Yhdysvalloissa kehitettyjä vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien analyysimenetelmiä, joita käytetään tapaustutkimuksessa yhdenmukaisesti eurokoodien kanssa. Yhdysvalloissa on kehitetty ainakin kolme merkittävää jatkuvan sortuman estämisen tai analysoimisen suunnitteluohjeistusta. Ohjeistukset ovat

- *Design of Buildings to Resist Progressive Collapse* (Unified Facilities Criteria, UFC)
- *Alternate Path Analysis & Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance* (General Services Administration, GSA)
- *Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings* (National Institute of Standards and Technology, NIST tai NISTIR)

Yhdysvaltain puolustusministeriö vaatii tietyt kriteerit täyttävälle rakennuksille UFC-suunnitteluohjeistuksen käyttämistä jatkuvan sortuman estämiseen. Suunnitteluohjeita täytyy soveltaa esimerkiksi Yhdysvaltain puolustusministeriön omistamien rakennusten suunnittelussa tai jos puolustusministeriön henkilökuntaa tai perhettä oleskelee kyseisissä tiloissa. Tarkemmat kriteerit löytyvät ohjeistuksista UFC 4-010-01 ja 4-023-03. (DoD 2016, s. 1.) UFC sallii kolmen analyysimenetelmän käytön vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien laskennassa: lineaarinen staattinen, epälineaarinen staattinen ja epälineaarinen dynaaminen menetelmä (DoD 2016, s. 103).

General Services Administration -ohje (GSA) on tarkoitettu käytettäväksi suunniteltaessa jatkuvan sortuman mahdollisuutta USA:n liittovaltion omistamissa uudis- ja korjausrakentamisen kohteissa, kuten esimerkiksi valtion virastoissa (GSA 2016, s. 1-2). Kyseinen ohje ohjeistaa jatkuvan sortuman huomioonottamisen rakenteissa ja sallii käytettävän lineaarisen staattisen, epälineaarisen staattisen ja epälineaarisen dynaamisen analyysimenetelmän käytön jatkuvan sortuman analyysissä aivan kuten UFC-ohje (GSA 2016, s. 17). UFC- ja GSA-ohje ovat analyysimenetelmien käyttöä koskien lähes identtiset, minkä takia seuraavissa aliluissa esitetään GSA-ohjetta, ja viitataan UFC-ohjeeseen vain soveltuvien osin. Luvuissa nostetaan esille vain teräsrakenteisiin liittyviä ohjeistuksia, joten esimerkiksi teräsbetoni- ja muuratut rakenteet jätetään käsittelemättä. Kolmantena julkaisuna on Yhdysvaltain kauppa-ministeriön alaisen viraston kirjoittama NIST-ohje, johon on kirjattu jatkuvaan sortumaan liittyviä periaatteita eikä niinkään laskentaproseduureja, minkä takia siihen viitataan vain soveltuvien osin.

2.4.1 Lineaariseen statiikkaan perustuva menetelmä

Lineaarinen staattinen analyysimenetelmä (LSA) tarkoittaa menetelmää, jossa oletetaan rakennemallin materiaalit lineaarisesti kimmoisiksi, rakenne on geometrisesti lineaarinen (ei

huomioida P- Δ - ja P- δ -vaikutuksia tai epästabiiliutta), poistettava rakenneosia poistetaan mallista staattisesti ja kuormitukset asetetaan malliin staattisesti (Marjanishvili 2004, s. 82). Oletukset aiheuttavat sen, että LSA sopii parhaiten sellaisille rakenteille, jotka eivät mene epälineaariseen alueelle onnettomuuden sattuessa. Lisäksi kuorman staattinen asettaminen rakenteeseen edellyttää sekä dynaamisen suurennuskertoimen määrittämisen että käyttämissen kuormiin, jotta tapahtuman dynaamisuus tulee huomioituksi. (DCLG 2011, s. 88.) Dynaamista suurennuskertoainta käsitellään tarkemmin kappaleessa 4.1.

Menetelmän käyttö on rajoitettu korkeintaan kymmenkerroksisiin rakennuksiin, jotka edelleen täyttävät annetut epäsäännöllisyys- ja käyttöastevaatimukset (Ohjeessa käytetty termi: engl. demand-capacity ratio, DCR). Käyttöaste ei saa siirtymäkontrolloiduissa analyyseissä millään rakenneosalla ylittää kerrointa 2,0, kun rakenteesta on vähennetty poistettavaksi ajateltu seinä tai pilari (GSA 2016, s. 19). Voimakontrolloiduissa analyyseissä käyttöaste ei saa kuitenkaan ylittää arvoa 1,0 (GSA 2016, s. E20).

Kuormitusyhdistelmien laskennassa GSA määrää, että poistettavan pilarin tai seinän jännevälillä yläpuoliset kerrokset tulee kertoa annetulla dynaamisella kertoimella. Vierekkäisten jänneväliden kerrosten onnettomuuskuormitusyhdistelmiä ei tarvitse kertoa dynaamisella kertoimella. Kertoimien suuruudet on esitetty taulukossa 2, jossa m_{LIF} määritetään poistettavan rakenneosan yläpuolella olevien liitostyyppien perusteella. (GSA 2016, s. 21-22 ja s. 45.) Kuormitusyhdistelmien määrittämistä Yhdysvaltain ohjeiden mukaan ei tässä työssä esitetä, koska rakennetta suunniteltaessa Suomeen täytyy noudattaa eurokoodien kuormitusyhdistelmien määrittämisproseduureja.

Kuormitusyhdistelmien määrittämisen jälkeen analysoidaan primääristen ja sekundääristen rakenneosien kestävyyskykyä. Siirtymäkontrolloidussa analyyseissä kuormituksen aiheuttamaa vastetta verrataan osien kestävyYTEEN, joka kerrotaan sekä liitoskohtaisella m-arvolla että lujuuden pienennyskertoimella ϕ . Voimakontrolloidussa analyyseissä vertailu tapahtuu samanlailla, paitsi että m-arvoa ei käytetä. (GSA 2016, s. 25-26.) Jos osien kestävyYdet ylittävät kuormituksen aiheuttamat rasitukset, ei jatkuvaa sortumaa menetelmän perusteella tapahdu.

Taulukko 2. Dynaamisten suurennuskertoimien suuruudet lineaariseen staattiseen analyyysiin. (Mukaillen GSA 2016, s. 22)

Materiaali	Rakennetyyppi	Ω_{LD} -kerroin, siirtymäkontrolloitu	Ω_{LF} -kerroin, voimakontrolloitu
Teräs	Kehä	$0,9 m_{LIF} + 1,1$	2,0
Kylmävalssattu teräs	Kantava seinä	$2,0 m_{LIF}$	2,0

2.4.2 Epälineaariseen statiikkaan perustuva menetelmä

Epälineaarisessa staattisessa analyyssimenetelmässä (ESA) rakenne analysoidaan aivan kuten LSA:ssä, mutta ainoana erona on materiaalmallit (Marjanishvili 2004, s. 82). ESA käyttää rakenneosissa epälineaarisuutta, jolloin menetelmä pystyy huomioimaan rakenteiden myötämisen ja epälineaarisuutta vaativia sortumaa estäviä mekanismeja. Mekanismit voivat

olla esimerkiksi köysi- tai kaarirakenne ja holvikaareutuminen (DCLG 2011, s. 89). Menetelmästä puhutaan englannin kielessä ainakin termeillä “*pushdown*”, “*pulldown*” ja “*pushover*”, joilla viitataan sekä kuormituksen askelmaiseen lisäämiseen että erilaisiin staattisiin kuormitusmenetelmiin (Marjanishvili 2004, s. 82, Liu 2015, s. 2, Ellingwood et al. 2007 s. 52).

Epälineaarisen staattisen menetelmän käyttäminen on UFC:n ja GSA:n ohjeissa LSA:n tavoin lähes identtiset. Ainoana erona on, että UFC kieltää 2-dimensioisen mallin käytön, kun taas GSA ei tätä erikseen kiellä (UFC 2016, s. 50, GSA 2016, s. 26). GSA-ohjeen rajoitukset ovat (GSA 2016, s. 26-27)

- Ei käyttöaste tai rakenteen geometrisia rajoituksia.
- Primääristen rakenteiden jäykkyys ja kestävyys on mallinnettava, sekundääristen rakenteiden mallintaminen on vapaaehtoista. Sekundääristen rakenteiden muodonmuutoskyky täytyy silti tarkastaa.
- Liitokset mallinnetaan, jos liitoksen lujuus tai sitkeys on pienempi kuin liitettävien rakenneosien. Liitokset mallinnetaan myös siinä tapauksessa, jos liitosten liikkuminen aiheuttaa yli 10 % liitosvoimien tai muodonmuutosten muutoksia.
- Kuormittaminen aloitetaan nolasta ja kasvatetaan vähintään kymmenellä askeleella täyteen arvoonsa. Kuormituksen tulee konvergoitua jokaisella askeleella.

Sekä LSA:ssä että ESA:ssä täytyy kuormitusyhdistelmä kertoa dynaamisella suurennuskertoimella. Kerroin määritetään ESA:ssä taulukossa 3 esitetyllä teräksen dynaamisen suurennuskertoimen kaavalla. Kaava on saatu tutkimalla geometrialtaan ja rakennetyypeiltään erilaisten teräskerrostalorakennuksien dynaamisia suurennuskertoimia, joihin on lopuksi sovitettu käyrä (DoD 2016, s. 105). Kertoimet on määritelty sellaisilla rakennuksilla, joihin on suoritettu pilarinpoisto, ja jäljelle jäävä rakenne on idealisoitu yhden vapausasteen vapaasti värähteleväksi rakenteeksi (Marchand et al. 2009, s. 1732, DCLG 2011, s. 98). Kertoimet eivät siis välttämättä ole tarpeeksi realistisia käytettäväksi esimerkiksi ristikon sauvanpoistossa, joka voi olla useamman vapausasteen vapaasti värähtelevä rakenne.

Datapisteiden (dynaamisten suurennuskertoimien) avulla määritetystä kaavasta nähdään, että dynaaminen suurennuskertoimen perustuu sallittuun plastisen kiertymäkulman ja myötökiertymäkulman suhteeseen. Kulmien suuruudet lasketaan ASCE 41-06 -ohjeessa esitetyillä hyväksymisperusteilla. Suurennuskertoimen lasketaan kaikille primäärisille rakenteille, komponenteille ja liitoksille, jotka ovat suurennuskertoimella kasvatetun kuormituksen vaikutusalueella. Kertoimista suurinta käytetään analyysissä. (GSA 2016, s. 28.) Esimerkki kertoimien laskennasta on nähtävissä Luckin (2016) diplomityön liitteessä numero kaksi.

Taulukko 3. Dynaamisten suurennuskertoimien suuruudet epälineaariseen staattiseen analyysiin. (Mukaillen GSA 2016, s. 28)

Materiaali	Rakennetyyppi	Ω_N
Teräs	Kehä	$1,08 + 0,76 / (\frac{\theta_{pra}}{\theta_y} + 0,83)$
Kylmävalssattu teräs	Kantava seinä	2,0

Analyysin lopuksi tarkastellaan primääristen ja sekundääristen rakenneosien lujuutta voimakontrolloiduissa analyyseissä, kun taas siirtymäkontrolloiduissa analyyseissä verrataan muodonmuutoksia muodonmuutuskapasiteettiin. Ne lasketaan GSA-ohjeen laskentakaavojen mukaisesti, jotka on esitetty ohjeen kappaleissa 4-8. Voimakontrolloidussa analyysissä lujuus kerrotaan pienennyskertoimella ϕ . M-arvoa epälineaarisisessa staattisessa analyysissä ei käytetä. (GSA 2016, s. 28-29.)

2.4.3 Epälineaariseen dynamiikkaan perustuva menetelmä

Epälineaarinen dynaaminen analyysimenetelmä (EDA) on menetelmistä teoreettisesti tarkin, koska sillä voidaan huomioida analyysissä eniten dynaamisia ominaisuuksia materiaalin käyttäytyessä epälineaarisesti (Marjanishvili 2004, s. 83). Lisäksi menetelmässä itsessään on jo dynamiikka mukana, sillä analyysissä liikutaan aika-askelin, mikä muun muassa mahdollistaa poistettavan rakenneosan reaaliaikaisen poistamisen rakenteesta. Aika-askeltaminen mahdollistaa myös vaimennuksen ja hitauden huomioonottamisen, joiden vaikutukset ovat ajasta riippuvaisia.

EDA:n käytölle ei ole ESA:n tavoin ollenkaan käyttöaste- tai geometrisia rajoituksia GSA:n ja UFC:n ohjeistuksissa. Lisäksi mallintamisen rajoitukset ovat hyvin samankaltaisia kuin ESA:n tapauksessa (GSA 2016, s. 29):

- Rakenne mallinnetaan 3-dimensioisena. UFC-ohje kieltää 2-dimensioisten mallien käytön.
- Mallinnetaan primääriset rakenteet kokonaisuudessaan mukaan lukien poistettava(t) rakenneosa(t). Sekundääristen rakenteiden mallintaminen on vapaaehtoista, mutta niiden muodonmuutoskyky pitää analyysin lopussa varmistaa.
- Liitokset mallinnetaan, jos liitoksen lujuus tai sitkeys on pienempi kuin liitettävien rakenneosien. Liitokset mallinnetaan myös siinä tapauksessa, jos liitosten liikkuminen aiheuttaa yli 10 % liitosvoimien tai muodonmuutosten muutoksia.

Kuormitusyhdistelmää ei tarvitse dynaamisessa menetelmässä kertoa dynaamisella suurenuskertoimella, koska menetelmä itsessään sisältää dynaamisuuden eikä sitä siten tarvitse simuloida erillisellä kertoimella. Varsinainen rakenteen kuormittaminen tapahtuu siten, että ulkoista kuormaa kasvatetaan monotonisesti nolasta alkaen, tasaisin askelin. Kuormittamista jatketaan, kunnes tasapaino on saavutettu, minkä jälkeen poistettavat kappaleet poistetaan mallista korkeintaan 1/10 ominaisjakson kestävästä ajasta. Ominaisjakso lasketaan mallista, jossa ei ole poistettavaksi ajateltuja rakenneosia, eli rakenne on jo vaurioitunut. Analyysin lopuksi tarkastellaan rakenneosien lujuudet ja muodonmuutoskyvyt vastaavalla tavalla, kuten ESA:n tapauksessa on kappaleessa 2.4.2 esitetty. (GSA 2016, s. 30-31.)

2.4.4 Analyysimenetelmien ominaisuudet

Edellisissä kappaleissa esitettiin kolme analyysimenetelmää, joiden käyttäminen on sallittu GSA:n ja UFC:n ohjeiden mukaan. Näiden menetelmien lisäksi on kuitenkin myös lineaarinen dynaaminen analyysimenetelmä (LDA) ja energiatasapainoon perustuvat lineaariset tai epälineaariset staattiset menetelmät (esitetään tarkemmin kappaleissa 5 ja 6). LDA on täsmälleen samanlainen kuin EDA lukuun ottamatta sitä, että käytettävä materiaalimalli on lineaarinen epälineaarisen sijaan. Energiatasapainoon perustuvia menetelmiä käytetään vastaavalla tavalla kuten LSA ja ESA. Menetelmien merkittävin ero on, että energiatasapainossa etsitään rakenteen sisäisen muodonmuutosenergian ja ulkoisen tehdyn työn tasapainoa (Dusenberry ja Hamburger 2006, s. 337-339). Tasapainon löytyessä rakenne kestää ulkoisen

kuormituksen tai vaurion, ja tällöin on saavutettu suurimmat rakenteelliset vasteet (rasitukset, siirtymät) (Dusenberry ja Hamburger 2006, s. 337). LSA:ssä ja ESA:ssä dynaamisen ilmiön aiheuttamia rasituksia rakenteeseen pyritään approksimoimaan käyttämällä dynaamista suurennuskerrointa, jolla kasvatetaan staattista kuormitusta (Liu ja Pirmoz 2016, s. 376). Näiden viiden eri menetelmän ominaisuudet on koottu taulukkoon 4 (lineaarista staattista energiamenetelmää ei ole esitetty taulukossa).

Taulukko 4. Analyysimenetelmien ominaisuuksia. (Marjanishvili 2004, s. 82-84, Ellingwood et al. 2007, s. 50-53, Xu ja Ellingwood 2011, s. 549-554, Liu ja Pirmoz 2016, s. 378, Dusenberry ja Hamburger 2006, s. 346-347)

Ominaisuus	LSA [†]	LDA ^{††}	ESA ^{†††}	EDA ^{††††}	Energia- menetelmä ^{†††††}
Helppokäyttöisyys	X	/	/	-	X
Lyhyt laskenta-aika	X	/	/	-	X
Tulosten verifiointi on helppoa	X	/	X	-	X
Dynaamista suurennuskerrointa käytettävä	X	-	X	-	-
Voimien uudelleen- jakautumisen huomiointi	-	-	X	X	X
Plastisuus	-	-	X	X	X
Myötölujittuminen	-	-	X	X	X
P-Δ- ja P-δ- vaikutukset	-	-	X	X	X
Köysi- ja kalvo- rakenteet	-	-	X	X	X
Vaimeneminen	-	X	-	X	-
Kiihtyvyyden huomioonottaminen	-	X	-	X	-

X = Pätee menetelmälle, / = Pätee menetelmälle osittain, - = Ei päde menetelmälle,

[†]Lineaarinen staattinen, ^{††}Lineaarinen dynaaminen, ^{†††}Epälineaarinen staattinen,

^{††††}Epälineaarinen dynaaminen,

^{†††††}Epälineaarinen staattinen energiatasapainoon perustuva energiamenetelmä

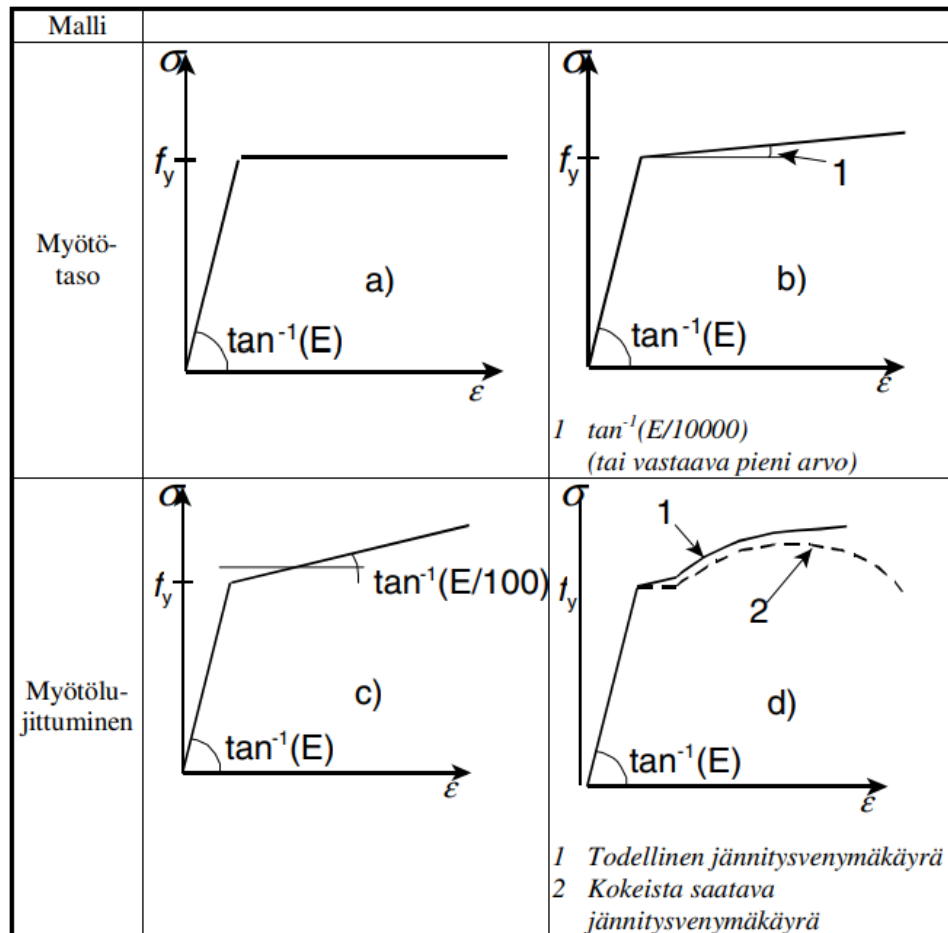
Taulukosta 4 voidaan todeta, että EDA käsittää laajimmin dynaamisuuden ominaisuuksia, ja siten se on myös teoreettisesti tarkin vaihtoehto eri menetelmistä. Menetelmän kääntöpuolelana on, että sen käyttämiseen tarvitaan kokenut käyttäjä, joka ymmärtää kuinka käyttökelpoisia saadut tulokset ovat. Epälineaaristen menetelmien käyttämistä ylipäättänsä on kritisoitu siitä, että analyysimalli sisältää paljon epävarmuuksia muun muassa lujuudesta, voimavenymä-yhteydestä ja voima-siirtymä-yhteydestä eikä analyysien tuloksia voida siten välttämättä pitää erityisen luotettavina (Powell 2009, s. 1912-1914).

Taulukosta 4 voidaan edelleen todeta, että LSA ottaa menetelmistä vähiten huomioon dynaamisuutta ja se pystyy huomioimaan vain lineaarista käyttäytymistä. LSA onkin menetelmistä teoreettisesti epätarkin, mutta se voi olla riittävän tarkka analyysieihin, joissa materiaali pysyy lineaarisena (DCLG 2011, s. 88-89).

Menetelmien ääripäiden EDA ja LSA väliin jää ESA ja energiamenetelmä. Niillä molemmilla voidaan ottaa huomioon epälineaariset vaikutukset ilman ilmiön dynamiikkaa. Vaimeenemisen, eli energian muuttumisen lämmöksi, on tapaustutkimuksissa todettu pienentävän maksimisiirtymiä noin 10 % ja 26 % riippuen vaimennuskertoimen suuruudesta, mikä täytyy ottaa huomioon vertaillessa menetelmien tuloksia dynaamisten menetelmien tuloksiin (Janssens 2012, s. 122-127, Xu ja Ellingwood 2011, s. 551-553). Energiamenetelmän etu ESA:ään verrattuna on, että menetelmässä ei tarvitse määrittää erillistä dynaamista suurenuskerrointa analyysin suorittamiseksi, mikä voi kasvattaa menetelmän objektiivisuutta ja tarkkuutta riippuen analyysin oletusten realistisuudesta.

3 Paloittain lineaarinen materiaali

Rakennusmateriaalien materiaaliominaisuuksia kuvataan yleisesti ottaen jännitys-venymäyhteyksillä materiaalin vasteen mukaisesti. Vasteen perusteella materiaali voidaan luokitella esimerkiksi lineaarisesti kimmoisaksi tai epälineaarisesti kimmoisasti käyttäytyväksi. Plastisuusteoriaa hyödynnettäessä rakennesuunnittelussa eurokoodi 3 sallii matalalujuusteräksille neljän erilaisen paloittain lineaarisen materiaalmallin käytön analysoitaessa rakennetta FEM-laskelmin (SFS-EN 1993-1-1 2006, s. 42, SFS-EN 1993-1-5 2007, s. 52). Sallitut materiaalmallit on esitetty kuvassa 10. Kuvan 10 a-vaihtoehdossa materiaali käyttäytyy aluksi lineaarisesti kimmoisasti, ja myötörajan saavutettua käyttäytyy ideaaliplastisesti. B-vaihtoehdossa materiaalmalli käyttäytyy kuten a-vaihtoehto, mutta numeeristen laskentamenetelmien konvergoitumisen helpottamiseksi materiaalille määritetään todella pieni jäykkyys $\frac{E}{10000}$ vastaamaan myötölujittumista. C-vaihtoehto käyttäytyy kuten b-vaihtoehto, mutta malliin on asetettu suurempi jäykkyys $\frac{E}{100}$. B- ja c-materiaalimalleja kutsutaan lineaarisesti kimmoisiksi, lineaarisesti myötölujittuviksi materiaaleiksi (Salmi ja Pajunen 2018, s. 42). Viimeisessä vaihtoehdossa on esitetty todellinen (teoreettinen) jännitysvenymäkäyrä ja teräksen jännityskokeesta saatava jännitysvenymäkäyrä.



Kuva 10. Eurokoodin sallimat matalalujuusterästen materiaalmallit. (SFS-EN 1993-1-5 2007, s. 52)

Laskennan suorittaminen täysin todenmukaisilla epälineaarisilla jännitys-venymä-yhteyksillä on haastavaa, minkä takia kuvan 10 materiaalimalleja voidaan tarvittaessa käyttää laskennan yksinkertaistamiseksi (Armenàkas 2006, s. 124). Olennaisimmat idealisoinnit tämän diplomityön kannalta ovat b- ja c-vaihtoehtojen lineaarisesti kimmoiset ja lineaarisesti myötölujittuvat mallit. Myötölujittuminen paloittain lineaarisessa mallissa on tyypillisesti 0 % - 5 %. Esimerkiksi Kyngäs (2019, s. 59) käytti diplomityössään plastista kimmokerrointa 0,21 MPa (0,0001 %) välttääkseen laskennassa singulariteetteja analysoidessaan teräsrakenteen jatkuvan sortuman mahdollisuutta. Tämän diplomityön tapaustutkimuksessa huomattiin, että RFEM-ohjelmiston oletusarvoisella plastisella kimmokertoimella 2,1 MPa (0,001 %) plastisuuden staattinen tai dynaaminen analysointi ei onnistunut konvergoitumisongelmien takia. Jatkuvan sortuman tiedejulkaisuissa on käytetty 2-4 % myötölujittumista riippuen teräksen myötö- ja murtolujuuksista. Mainittakoon vielä, että ideaaliplastisuuden otaksuma on varmalla puolella, koska todellisuudessa jännitys-venymä-yhteys plastisella alueella on epälineaarinen, jolloin venymäenergiaa sitoutuu enemmän kuin ideaaliplastisella mallilla.

4 Alkutapahtuman impulssimaisuus

Rakenteita analysoitaessa kuormitus tulee luokitella joko staattiseksi tai dynaamiseksi. Staattisessa kuormituksessa kuorma ei aiheuta rakenteen tai rakenneosien merkittävää kiihtyvyyttä, kun taas dynaamisessa kuormituksessa rakenne tai rakenneosat saavuttavat merkittävän kiihtyvyyden. (SFS-EN 1990 + A1 + AC 2010, s. 32-34 ja s. 58.) Sauvanpoistaminen ristikosta (ts. alkutapahtuma) aiheuttaa dynaamisen kuormituksen, minkä takia seuraavissa aliluvuissa tarkastellaan dynaamista suurennuskerrointa, impulssikuormituksia ja rakenteen vaimenemista (Malla et al. 2011, s. 1504, Malla et al. mukaan).

4.1 Dynaaminen suurennuskerroin

Voimavaikutuksen dynaamisella suurennuskertoimella tarkoitetaan kerrointa, jolla staattinen kuormitus täytyy kertoa, jotta syntyvä rakenteen staattinen vaste tulisi yhtä suureksi kuin mitä todellinen aikariippuva kuormitus voisi suurimmillaan aiheuttaa. Tutkittava vaste ilmoitetaan usein rakenteen siirtymänä, nopeutena tai kiihtyvyytenä, joista voidaan laskea rakenteessa vaikuttavaa jännitystilaa kuvaavia suureita, kuten voima tai taivutusmomentti. Dynaamisen suurennuskertoimen oikeellisuus riippuu muun muassa siitä, säilyykö rakenne elastisena vai plastisoituuko se ja kuinka paljon. Kerroin on lähtökohtaisesti johdettu lineaariselle systeemille. (DCLG 2011, s. 84-86.) Kvasistaattiseksi kuormitukseksi muuttavaa dynaamista suurennuskerrointa kutsutaan englanniksi nimellä Load Increase Factor (LIF), Dynamic Load Factor (DLF) tai Dynamic Amplification Factor (DAF) (DCLG 2011, s. 139, SFS-EN 1991-1-7 + A1 + AC 2015, s. 93, UFC 2016, s. 103-104). Kvasistaattisella kuormituksella tarkoitetaan staattista kuormitusta, joka vastaa dynaamista kuormitusta (SFS-EN 1990 + A1 + AC 2010, s. 34). Riippuen kontekstista, LIF-kertoimella voidaan myös tarkoittaa pelkästään lineaarisen staattisen menetelmän dynaamista suurennuskerrointa eikä epälineaarisen staattisen menetelmän kerrointa (McKay et al. 2012, s. 156). Tässä diplomityössä dynaamisella suurennuskertoimella (myöh. dynaaminen kerroin tai DAF) viitataan LIF-, DLF- ja DAF-kertoimeen.

Materiaalille dynaamista suurennuskerrointa, englanniksi Dynamic Increase Factor (DIF), käytetään kuvaamaan muodonmuutosnopeuden kasvattavaa vaikutusta esimerkiksi teräksen myötölujuuteen (DCLG 2011, s. 138-139, SCI 2017, s. 25). Muodonmuutosnopeuksien vaikutukset täytyy huomioida esimerkiksi räjähdyksissä ja liikennevälineiden nopeissa törmäyksissä, mutta niitä ei tarvitse huomioida jatkuvan sortuman analyyseissä, joissa rakenne sortuu painovoimakuormitusten (engl. gravity load) alla (Ellingwood et al. 2007, s. 44-45, GSA 2016, s. C11). Kertoimen tarkoituksena on siis kuvata materiaalin lujuuden kasvua nopeassa kuormituksessa eikä se liity staattisen kuormituksen muuttamiseen kvasistaattiseksi. Ellingwood et al. (2007, s. 44-45) ja GSA:n (2016, s. C11) ohjeistus, että muodonmuutosnopeuksien vaikutuksia ei tarvitse huomioida, on mielenkiintoinen. Jos rakenne hajoaa hauraasti esimerkiksi sauvan hitsin särön takia, etenee särö teräksessä lähes äänen nopeudella 6000 m/s (Moore ja Booth 2015, s. 45). Tällöin rakenteen vaurio painovoimakuormitusten alaisena voi tapahtua jopa nopeammin kuin liikennevälineiden nopeissa törmäyksissä, jos liikennevälineen oletetaan liikkuvan 120 km/h (33 m/s).

Dynaaminen kerroin voidaan määrittää esimerkiksi staattisten ja dynaamisten kuormitusten maksimivasteiden siirtymä-, voima- tai taivutusmomenttisuhteista (Ferraioli 2019, s. 236-240). Kertoimen suuruuteen vaikuttavat muun muassa (Ferraioli 2019, s. 227-228, McKay et al. 2012, s. 153-156)

- painovoimakuormien suuruus

- kiertymän tai plastisen kiertymäkulman suhde rakenneosan myötökiertymäkulmaan
- myötölujittumisen jäykkyys
- vaimennuskerroin
- rakennuksen topologia
- onko deformaatio voima- vai siirtymäkontrolloitu
- plastisoitumisasteen suuruus (aktivoituuko esimerkiksi köysirakenne).

Ferraioli (2019, s. 228) painottaa, että dynaamiset kertoimet on epälineaarisissa tapauksissa usein määritetty kaksoislineaarisella materiaalimallilla ilman esimerkiksi köysi-, kalvo- tai kaarirakenteiden aktivoitumista. Tällöin rakenteiden kestävyys mahdollisesti aliarvioidaan riippuen rakenteen sitkeydestä. Lisäksi hän huomauttaa, että empiiriset dynaamisten kertoimien kaavat ovat useimmiten määritetty sovittamalla käyrä kertoimien datapisteisiin, aivan kuten kappaleessa 2.4.2 esitetty GSA-ohjeen dynaamisen kertoimen kaavassa on tehty.

Empiiriset dynaamisten kertoimien kaavat on usein saatu sellaisia rakenteita tutkimalla, jotka ovat monikerroksisia teräs- tai teräsbetonirunkoisia rakenteita ja niihin suoritetaan pilarinpoistoja. Pilarinpoistojen tapauksissa on tyypillistä yksinkertaistaa jäljelle jäävää yläpuolista rakennetta siten, että sen oletetaan käyttäytyvän kuten yhden vapausasteen vapaasti värähtelevä kappale yhdellä hallitsevalla moodilla. Jäljelle jäävä yläpuolinen rakenne siis idealisoidaan kokonaisuudessaan yhdeksi jäykäksi massaksi poiston seurauksena, vaikka rakenne olisi monikerroksinen. Tästä syystä saatujen dynaamisten kertoimien arvot voivat olla kyseenalaisia käytettäväksi esimerkiksi ristikon sauvanpoistossa, jossa rakenteella on lähekkäin useita vapausasteita ja jäljelle jäänyt rakenne pystyy värähtelemään usealla eri moodilla. Tällöin ominaismuotojen yhteisvaikutus voi aiheuttaa tarkasteltavassa pisteessä dynaamisen kertoimen kasvamisen tai pienenemisen oletetusta yhden hallitsevan värähtelymoodin perusteella lasketusta dynaamisesta kertoimesta. Lisäksi pilarinpoisto yleensä idealisoidaan yhden vapausasteen värähtelijäksi, kun taas ristikon sauvan vaurioituminen on useamman vapausasteen värähtelijän tapaus.

Dynaamisia kertoimia on kuitenkin määritetty sekä kokeellisesti että analyttisesti teräsristikoidille. Cha et al. (2014) tutkivat vuosina 1928-1929 rakennetun Milton-Madison nimisen teräsristikosillan, alapaarten poistamisen vaikutuksia (ks. kuva 11). Testattavan tiesillan jänneväli koostui seitsemästä ristikosta. Ristikoiden välit olivat 6,4 metriä kokonaispituuden ollessa noin 45 metriä. Ristikon leveys oli noin 7,3 metriä ja korkeus noin 6,7 metriä. Sillan kansi koostui teräsbetonielementeistä, joita kannattelivat teräspalkit. Teräsristikko oli tyypiltään Pratt-ristikko, sen liitokset oli tehty niittaamalla ja sen alapaarteet koostuivat kahdesta C-profiilista. Yksittäisen alapaarten poistaminen tehtiin siten, että alapaarten C-profiilit räjäytettiin suuntapanoksilla, kun ristikkoa kuormitettiin 2/3-kuormituksella sen suurimmasta suunnitellusta muuttuvasta kuormasta. Räjäyttämisen aiheuttamat siirtymät aiheuttivat noin 1,15-1,35 suuruisia dynaamisia kertoimia (siirtymään verrattuna), kun vastaavat arvot analyttisesti laskettuna olivat 1,07-1,36. Rakenneosat pysyivät lineaarisina, ja vaimennuskertoimen suuruudeksi saatiin kokeellisesti noin 3,5-4,5 %. (Cha et al. 2014, s. 3-8.)



Kuva 11. Milton-Madison tiesilta, jonka alapaarre katkaistiin äkillisesti räjäyttämällä suuntapanoksia. (Kuva: Jim Grey / Milton-Madison Bridge / CC BY-NC-ND 2.0)

4.2 Impulssikuormitus ja sen mallintaminen

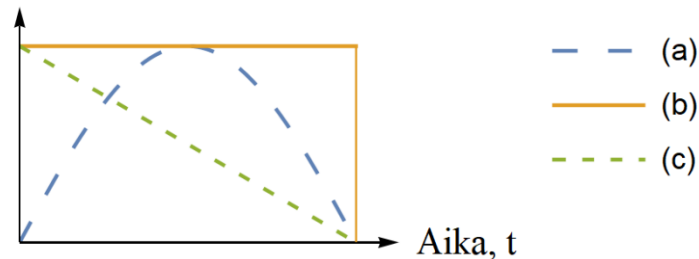
Dynaamisen kuormituksen ollessa lyhytkestoinen, puhutaan impulssikuormista (engl. impulsive load). Impulssikuormia esiintyy esimerkiksi räjähdyksissä, jolloin on oleellista selvittää rakenteeseen kohdistuva maksimivaste (esimerkiksi siirtymä tai voima). (Clough ja Penzien 1993, s. 73.) Sekä pilarinpoistoa että sauvanpoistoa ristikosta pidetään lyhytkestoisena kuormituksena, minkä takia on tärkeää tietää käytettävissä olevat impulssikuormitustyyppit lineaarisen tai epälineaarisen dynaamisen analyysin suorittamiseksi (GSA 2016, s. 30, Malla et al. 2011, s. 1504, Malla et al. mukaan). Impulssikuormitustyyppit voidaan Cloughin ja Penzienin (1993, s. 74, s. 77 ja s. 78-79) mukaan jakaa ainakin kolmeen eri tyyppiin:

- sinimuotoinen impulssi
- suorakaiteenmuotoinen impulssi
- kolmionmallinen impulssi.

Sinimuotoisissa impulssissa kuormitus alkaa nolasta, jonka jälkeen kuormitus etenee sini-aallon muotoisesti. Suorakaideimpulssissa kuormitus on asetettu rakenteeseen äkillisesti, minkä jälkeen se pidetään vakiona kuormituksen äkilliseen poistamiseen saakka. Tätä kuormitustyyppiä kutsutaan askelkuormaksi (engl. step load). Kolmionmallisessa impulssissa kuormitus asetetaan äkillisesti, minkä jälkeen kuormitus alkaa välittömästi laskemaan lineaarisesti nollaan. Impulseja havainnollistetaan kuvassa 12. (Clough ja Penzien 1993, s. 74-79.) Rakenteen vasteen on todettu olevan riippuvainen impulssikuormituksen kestosta ja rakenteen ominaisjakson suhteesta (Clough ja Penzien 1993, s. 79-80, Kassimali ja Bidhendi 1988, s. 384-389). Rakenteen ominaisjakson valinnalla ja impulssikuormituksen kestolla voidaan siis vaikuttaa siihen, minkä tyyppistä tapahtumaa kuormitus voi ylipäättensä kuvata

tai minkäläistä tapahtumaa dynaamisessa analyysissä voidaan havaita. Esimerkiksi GSA- ja UFC-suunnitteluohjeet ohjeistavat pilarinpoistoajaksi (t_3), eli impulssikuormituksen kestoajaksi, 1/10 ominaisjakson ajasta vaurioituneella rakenteella, jonka moodissa rakenne liikkuu pystysuunnassa (GSA 2016, s. 30, UFC 2016, s. 55). Ohjeistuksen tavoitteena on simuloida äkillistä pilarinpoistoa, ja annettu arvo, 1/10, onkin vain vähimmäissuositus.

Impulssikuorman suuruus, $p(t)$



Kuva 12. Sinimuotoinen (a), suorakaiteenmuotoinen (b) ja kolmionmallinen (c) impulssi. (Mukaillen Clough ja Penzien 1993, s. 74, s. 77 ja s. 79)

Jatkuvan sortuman analyyseissä on tyypillisesti käytetty suorakaiteenmuotoista ja kolmionmallista impulssia tai jotain näiden yhdistelmää pilarinpoiston mallintamiseksi. Mallintamisen tekniikan valinta tulee kyseeseen silloin, kun impulssikuormaa mallinnetaan joko lineaarisella tai epälineaarisella dynaamisella menetelmällä. Stephen (2017, s. 50-54) esittää neljä pilarinpoiston mallintamisen tekniikkaa, jotka ovat

1. sisäisten voimien äkillinen poistaminen (engl. sudden removal of internal forces)
2. painovoimakuormien äkillinen asettaminen (engl. sudden application of gravity loading)
3. painovoimakuormien ja reaktivoimien tasapainottaminen (engl. balancing of gravity to reactive forces)
4. reaktivoimien pienentäminen vastakkaismerkkisillä reaktivoimilla (engl. opposite applied column forces).

Sisäisten voimien äkillisessä poistamisessa (myöh. tekniikka 1) on kaksi vaihtoehtoa, joissa molemmissa suoritetaan ensin staattinen analyysi ehjälle rakenteelle. Poistettavan rakennesosan sisäiset reaktivoimat saadaan tehdystä analyysistä. Ensimmäisessä vaihtoehdossa reaktivoimat asetetaan välittömästi rakenteeseen, josta ne poistetaan laskevalla kolmionmallisella impulssikuormalla. Toisessa vaihtoehdossa reaktivoimia pidetään vakiona rakenteessa, kunnes rakenne on ehtinyt löytää tasapainon painovoimakuormitusten kanssa. Lopuksi reaktivoimat poistetaan laskevalla kolmionmallisella impulssikuormalla. (Stephen 2017, s. 50-51.)

Painovoimakuormien äkillisessä asettamisessa (myöh. tekniikka 2) tarkoituksena on asettaa kuorma välittömästi tai erittäin lyhytkestoisella kolmionmallisella impulssilla nousevana kuormituksen rakenteeseen, josta poistettava rakenneosa on jo poistettu. Varsinaista pilarinpoistotapahtumaa ei tarvitse mallintaa erikseen. Tämä menetelmä approksimoi pilarinpoiston dynaamista tapahtumaa, ja siten pilarinpoistoaikaa ei tarvitse huomioida mallintamisessa. (Stephen 2017, s. 51-53.)

Painovoimakuormien ja reaktivoimien tasapainottaminen (myöh. tekniikka 3) on akateemisessa tutkimuksessa käytetty pilarinpoistotekniikka. Tekniikassa reaktivoimat ja painovoimakuormat kasvatetaan yhtä nopeasti täyteen arvoonsa. Reaktivoimien suuruudet on

saatu staattisesta analyysistä. Seuraavaksi reaktiovoimia ja painovoimakuormia pidetään vakioina, kunnes rakenteeseen on syntynyt tasapaino. Lopuksi reaktiovoimat poistetaan äkillisesti simuloiden pilarinpoistoa painovoimakuormien pysyessä edelleen vakioina. (Stephen 2017, s. 53-54.)

Reaktiovoimien pienentämisessä vastakkaismerkkisillä reaktiovoimilla (myöh. tekniikka 4) suoritetaan ensin staattinen analyysi, jotta saadaan selville poistettavan pilarin reaktiovoimat. Tämän jälkeen pilarinpoistoa simuloidaan siten, että kasvatetaan kolmionmallisesti vastakkaismerkkisiä reaktiovoimia täyteen arvoonsa, jolloin reaktiovoimien vaikutus rakenteessa pienenee ja lopulta häviää. Menetelmässä pilarinpoisto on onnistuttu simuloimaan kasvattamalla voimasuureita niiden pienentämisen sijaan. (Stephen 2017, s. 54.)

Stephen (2017, s. 80) vertaili näiden neljän eri mallinnustekniikan vaikutusta maksimisiirtymään ja -kiertymään vaihtelemalla poistettavan pilarin sijaintia ja muuttamalla pilarinpoistoon käytettävää aikaa. Tutkittava rakenne oli 10-kerroksinen momenttijäykä teräsrunkoinen rakenne. Tuloksien perusteella tekniikka 2 antaa 5-15 % suurempia maksimisiirtymiä kuin tekniikat 3 ja 4 riippuen poistettavan pilarin sijainnista, eli se on konservatiivisempi. Tekniikka 1 antaa molemmilla mallintamisvaihtoehdoilla liian pieniä vasteita verrattuna muihin tekniikoihin, eikä sitä siten suositella käytettäväksi, ellei käyttäjä onnistu valitsemaan oikeaa pilarinpoistoaikaa. Stephen suosittelee tulosten perusteella, että jatkuvan sortuman analysoinnissa käytettäisiin tekniikkaa 2, koska se antaa tekniikoista suurimmat rakenteelliset vasteet (konservatiivisin), ja se on laskennallisesti tehokkaampi kuin tekniikat 3 ja 4. Lisäksi hän suosittelee pilarinpoistojaksi 1/100 GSA- ja UFC-suunnitteluohjeiden vähimmäisrajan 1/10 sijaan. (Stephen 2017, s. 46 ja s. 88-89.) Tekniikan 2 konservatiivisuus verrattuna tekniikoihin 3 ja 4 aiheutuu todennäköisesti siitä, että analysoitava dynaamisuus tulee nimenomaan ulkoisten kuormien äkillisestä asettamisesta eikä varsinaisesti pilarinpoistosta aiheutuvasta dynamiikasta. Jos Stephenin (2017) kuvailemaa tekniikkaa 2 verrataan esimerkiksi ristikon sauvanpoistoon, tarkoittaisi se ulkoisen kuorman äkillistä asettamista rakenteeseen, vaikka dynaaminen vaikutus tulee itseasiassa sauvanpoistamisesta. Tässä diplomityössä käytetäänkin tekniikkaa 3 suoritettaessa dynaamisia analyysyjä tapaustutkimuksissa, koska se mallintaa realistisemmin sauvanpoistoa.

4.3 Viskoosinen vaimennus ja vaimennuskerroin

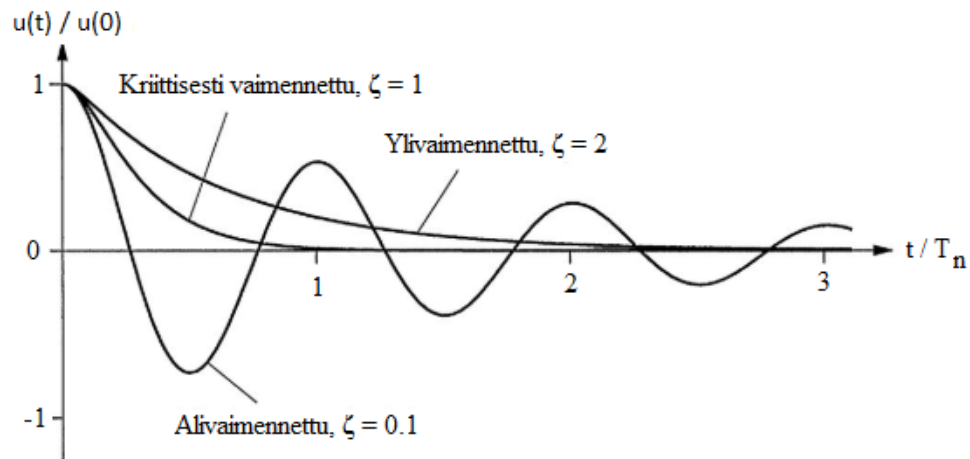
Kaikissa rakenteissa tapahtuu värähtelyjen vaimenemista, eli energian muuttumista lämmöksi. Vaimeneminen voi aiheutua luontaisesti, kuten esimerkiksi materiaalisissa itsessään tai rakenteiden liitoksissa. Liitoksissa tapahtuvaa vaimenemista harvoin kuitenkaan huomioidaan ilmiön kompleksisuuden takia. (Beards 1996, s. 31 ja s. 173.) Värähtelyjen vaimenemista rakenteissa kuvataan yksinkertaisuuden vuoksi usein viskoosisena vaimennuksena. Viskoosisessa vaimenemisessa vaimennusvoima on suoraan verrannollinen tarkasteltavan värähtelijän nopeuteen ja se on vastakkaisuuntainen värähtelijän etenemissuuntaan nähden. Itse viskoosisuudella viitataan siihen, että värähtelijä etenee viskoosisessa väliaineessa (neste, kaasu). (Paz ja Kim 2019, s. 29 ja s. 40.)

Usein rakennuksien analysoinnissa käytetty malli on nimenomaan viskoosinen Rayleigh-vaimeneminen, joka tarkoittaa värähtelyjen vaimenemisen mallia, jossa nopeuden vaimennuskerroin koostuu massa- ja jäykkyysmatriisien lineaarikombinaatiosta c (ks. kaava 1) (Clough ja Penzien 1993, s. 16). Lineaarikombinaation molemmat matriisit kerrotaan skalaarisilla vakioilla. (Preumont 2018, s. 23.) Vaimenemisen laatua kuvataan vaimenemisker-

toimella ζ , joka saadaan moodin vaimennuskertoimen c ja moodin kriittisen vaimennuskertoimen c_{cr} suhteesta (Paz ja Kim 2019, s. 30-31). Kriittisellä vaimennuskertoimella ($\zeta = 1,0$) tarkoitetaan värähtelijän värähtelyn nopeinta mahdollista vaimenemista ilman oskillointia (Gross et al. 2014, s. 263-264). Vaimennuskertoimen suuruuden vaikutus värähtelemisen kestoon nähdään kuvasta 13.

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t) \quad (1)$$

jossa, m on massamatriisi [kg]
 $\ddot{u}(t)$ on värähtelijän kiihtyvyys [m/s^2]
 c on nopeuden vaimennuskerroin [$\text{N}\cdot\text{s/m}$]
 $\dot{u}(t)$ on värähtelijän nopeus [m/s]
 k on jousivakio [N/m]
 $u(t)$ on värähtelijän paikka [m]
 $p(t)$ on ulkoinen kuorma [N]



Kuva 13. Vaimennuskertoimen suuruuden vaikutus värähtelyjen vaimenemiseen. (mukaillen Chopra ©2007, s. 49, kuvalla on Pearson Education, Inc., New York, New York käyttö lupa)

Clough ja Penzien (1993, s. 73) mukaan vaimennuskertoimen (vaimennuskerroin liittyy vain lineaariseen värähtelijään) määrittäminen impulssikuorman maksimivastetta selvitetessä ei ole kovin tärkeää, koska rakenne ei tyypillisillä vaimennuskertoimien arvoilla ehdi vaimentaa impulssikuormaa ensimmäisen jaksonajan aikana kovin merkittävästi. Sen sijaan jaksollisen tai harmonisen kuormituksen tapauksessa vaimennuskertoimen käyttäminen on merkittävämpää. Vaimennuskertoimen tarkka määrittäminen on vaikeaa, koska käytännön rakenteissa energiaa kuluu erilaisin hankalasti tunnistettavin mekanismein, joiden määrittäminen on haastavaa (Clough ja Penzien 1993, s. 52, Beards 1996, s. 31).

Vaimennuskertoimella on Janssensin (2012, s. 122-127) mukaan kuitenkin merkitystä määritettäessä impulssikuorman maksimivastetta. Hän analysoi tasomaisen momenttijäykän kaksikerroksisen ja kuusiauikkoisen teräsrakenteen pilarinpoistoa muuttamalla vaimennuskertoiminta välillä 0-5 %. Tutkittaessa keskimmäisen pilarin poistamista huomattiin, että maksimisiirtymä kasvoi 26 % (poistetun pilarin yläpuolella), maksimikiertymä 33 % (jäljellejääneen palkin kiertymä ehjien pilareiden kohdalla) ja maksimiakselivoima 126 % (viereisen aukon pilari), kun vaimennuskerroin pienennettiin 5 prosentista 0 prosenttiin. Vastaavanlaisia tuloksia saatiin myös reunimmaista pilaria poistettaessa.

Janssensin lisäksi myös Xu ja Ellingwood (2011, s. 551-553) ovat analysoineet vaimennuskertoimen vaikutusta rakenteen vasteeseen. He analysoivat tasomaisen kolmikerroksisen momenttijäykän neljäaukkoisen teräsrakenteen vastetta pilarinpoiston alaisena. Pilarinpoistot olivat toisiksi reunimmaisen pilarin, reunapilarin ja kahden pilarin samanaikainen poistaminen. Yhteenvetona tuloksista he totesivat, että maksimitaipumat ja maksimiakselivaimennukset kasvoivat korkeintaan 10%, kun maksimivaste pienennettiin 5 %:sta 0 %:iin.

Myös Yu ja Yin (2017, s. 719-720) ovat saaneet vastaavanlaisia tuloksia kuin Xu ja Ellingwood ovat saavuttaneet tutkimuksissaan. He tutkivat kaksoislineaarisen teräksestä valmistetun pilari-palkki-rakenteen yhden vapausasteen värähtelijän vaimennuskertoimen vaikutusta maksimisiirtymään. Käytettävän yhden vapausasteen värähtelijän mallin he verifioivat sekä Liu et al. (2015) että Kai ja Li (2012) kokeellisten tutkimusten avulla. Tuloksista he totesivat, että jos teräsrakenne pysyy elastisena tai myötölujittumisen alueella, on maksimisiirtymä korkeintaan 10 % pienempi vaimennuskertoimen ollessa 5 %. Jos teräs alkaa myötöpehmetä (engl. plastic softening), maksimisiirtymät pienenevät yli 10 %. Yu ja Yin myös totesivat, että tyypillisille teräs- ja teräsbetonirakenteille vaimennuskerroin on noin 3-5 %, jolloin vaimennuskertoimen huomiotta jättäminen ei ole liian konservatiivista esimerkiksi energiame-netelmiä käytettäessä. He kuitenkin huomauttavat, että jos vaimennuskerroin kasvaa yli 10 % ja rakenne alkaa pehmenemään, tulee vaimentuminen huomioida jatkuvan sortuman analysoinnissa, jotta tulokset eivät olisi liian konservatiivisia.

Vaimennuskertoimia on määritetty kokeellisesti tasomaiselle teräsristikolle muun muassa Yan et al. tutkimuksessa, jossa testiristikon vaimennuskertoimeksi saatiin 3 %. Kolmen prosentin suuruinen vaimennuskerroin on yleisesti käytetty teräksestä valmistetuissa avaruusristikoiden analyyseissä. (Yan et al. 2017, s. 4.) Chopra (2007, s. 453-454) esittelee suositeltuja vaimennuskertoimia maanjäristysanalyysiin lineaarisella elastisella alueella, mistä on mukailtu taulukko 5. Chopra toteaa, että korkeammat vaimennuskertoimet ovat tarkoitettu tavanomaisten rakennusten suunnitteluun ja pienemmät vaimennuskertoimet erikoisrakenteiden suunnitteluun. Eurokoodit sallivat 5 % vaimennuskertoimen käyttämisen mille tahansa rakenteelle, kun tehdään maanjäristysmitoitusta (SFS-EN 1998-1 2005, s. 40).

Taulukko 5. Teräsrakenteelle suositellut vaimennuskertoimet lineaarisella elastisella alueella. (Mukaillen Chopra 2007, s. 454, Newmarkin ja Hallin mukaan)

Jännitystaso	Rakennetyyppi	Vaimennuskerroin (%)
Korkeintaan puolet myötölujuudesta	Hitsattu teräs	2-3
	Pultattu ja/tai niitattu teräs	5-7
Suurinpiirtein myötölujuus tai vähän alle	Hitsattu teräs	5-7
	Pultattu ja/tai niitattu teräs	10-15

Yhteenvedona voidaan todeta, että vaimennuskertoimella on merkitystä analysoitaessa pilarin- tai sauvanpoiston maksimisiirtymiä jo ensimmäisen puolikkaan ajanjakson aikana. Vaimennuskertoimen määrittäminen kokeellisesti suunnitteilla olevasta rakenteesta ei kuitenkaan ole mahdollista, minkä takia tapaustutkimusten teräsristikkoja analysoitaessa kannattaa käyttää mahdollisimman konservatiivista vaimennuskerrointa, eli 0-3 %.

5 Energiamenetelmät

Energiamenetelmät tai energiaperiaatteet pohjautuvat yksinkertaiseen yhtälöön, jonka mukaan ulkoinen työ on yhtä suuri kuin tehty sisäinen työ (SCI 2017, s. 30). Ulkoinen työ tai energia voi olla esimerkiksi räjähdys, tuulikuorman aiheuttama siirtymä tai rakenteen rakeneosan vaurioituminen äkillisesti. Sisäinen työ on venymäenergiaa (SCI 2017, s. 30, Lee et al. 2009, s. 1133). Energiamenetelmät soveltuvat elastiseen ja epälineaariseen analyysiin, mutta menetelmien kääntöpuolena on, että niillä saadaan selville vain rakenteen vasteen maksimi-arvoja, kuten voima, siirtymä ja venymät (SCI 2017, s. 30). Pelkästään energiamenetelmiä hyödyntämällä ei siis voida tutkia esimerkiksi rakenteen vaimenemista maksimivasteen jälkeen. Tämä vaatisi variaatioperiaatteiden käyttämistä, joilla voidaan laskea rakenteen paikka jatkuvana funktiona (Reddy 2017, s. 8t, kappale 1). Tällöin käytännössä siirrytään ajan diskreetointiin eli esimerkiksi kaavan 1 ratkaisuun integroimalla ajan suhteen. Seuraavissa aliluvuissa käsitellään vain ulkoisen voiman tai taivutusmomentin aiheuttama työtä, muodonmuutostyötä kappaleessa ja sitä, miten näitä työn määritelmiä hyödynnetään kokonaispotentiaalienergian minimin laskemisessa. Huomioitavaa on, että energiamenetelmiä on lukuisia erilaisia. Halutessaan lukija voi tutustua näihin esimerkiksi Reddyn (2017) teoksesta.

5.1 Siirtymätyö

Siirtymätyö on ulkoista työtä W , jota ulkoinen voima F tekee siirtyessään voiman vaikutussuunnassa matkan x . Tällöin voiman tekemä siirtymätyö on

$$W = \int_0^x F dx = Fx \quad (1)$$

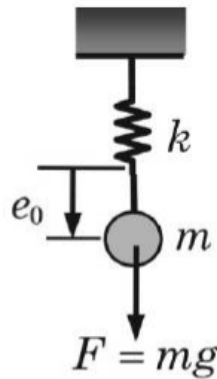
Siirtymätyönä voidaan ajatella myös ulkoisen taivutusmomentin M aiheuttama kiertymä ϕ , jolloin siirtymätyön suuruus on vastaavasti

$$W = \int_0^\phi M d\phi = M\phi \quad (2)$$

Havainnollistetaan siirtymätyön määrittämistä esimerkillä, jossa massa venyttää lineaarisesti kimmoista massatonta joustia. Jousi on jäykästi kiinnitetty toisesta päästään ja sen toisesta päästä roikkuu massa m kuvan 14 mukaisesti. Massaan vaikuttaa ainoastaan painovoima F , jonka suunta ja suuruus pysyvät vakioina massan venyttäessä joustia matkan e_0 . Painovoiman F suuruus saadaan massan m ja putoamiskiihtyvyyden g tulosta, ja se on ulkoinen kuorma. Tällöin painovoiman tekemä ulkoinen siirtymätyö, W_E , massaan m on kaavan 3 mukainen. Jousessa vaikuttava varsinainen jousivoima F_s on riippuvainen kuljetusta matkasta e , jolloin voiman F_s tekemä sisäinen siirtymätyö, W_I , on kaavan 4 mukainen. (Ylinen 1969, s. 411-413., Reddy 2017, s. 298k-298o, kappale 3.) Rakenteiden mekaniikassa ulkoisen voiman suuruus ja sen vaikutuksesta aiheutuvat rakenteen siirtymät oletetaan staattisessa tapauksessa kasvavan samanaikaisesti, jolloin ulkoinen siirtymätyö W_E kerrotaan kertoimella 0,5.

$$W_E = - \int_0^{e_0} F de = -Fe_0 = -mge_0 \quad (3)$$

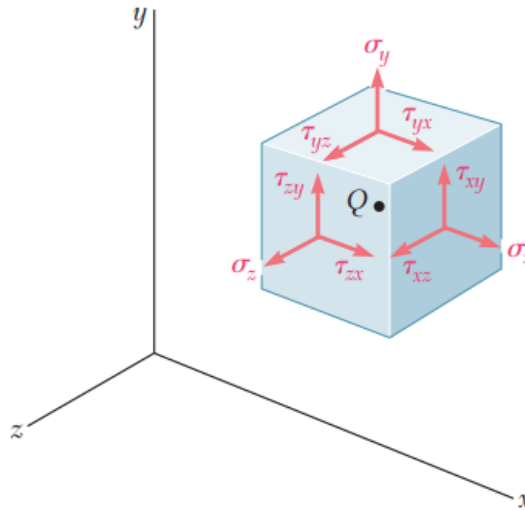
$$W_I = \int_0^{e_0} F_s(e) \, de = \int_0^{e_0} ke \, de = \frac{1}{2} ke_0^2 \quad (4)$$



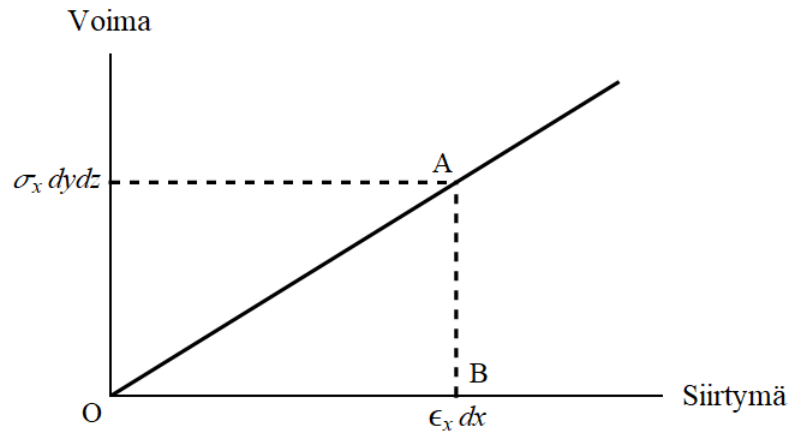
Kuva 14. Massa siirtyy matkan e_0 venyttäessään joustaa. (Reddy 2017, s. 298o, kappale 3, kuvalla on kustantajan käyttö lupa)

5.2 Muodonmuutostyö

Muodonmuutostyöllä tarkoitetaan kappaleen tekemää sisäistä työtä, joka aiheutuu ulkoisen kuormituksen aiheuttamasta kappaleen sisäisestä ja ulkoisesta muodonmuutoksesta (Ylinen 1969, s. 45-46). Johdetaan seuraavaksi muodonmuutostyö infinitesimaalisen kokoiselle tilavuusalkiolle Q . Otaksutaan kuvan 15 mukainen lineaarinen isotrooppinen kuutio, jonka tahokkaat on asetettu yhdensuuntaisesti x -, y - ja z -akselien kanssa.



Kuva 15. Infinitesimaalinen kuutio, johon vaikuttavat normaali- ja leikkausjännitykset x -, y - ja z -akselien suuntaisesti. (Beer et al. 2015, s. 99, kuvalla on kustantajan käyttö lupa)



Kuva 16. Voiman $\sigma_x dydz$ aiheuttama muodonmuutostyö infinitesimaalisessa kuutiossa. (Mukaillen Ylinen 1969, s. 46)

Voidaan päätellä, että jännitys σ_x vaikuttaa kappaleeseen $dzdy$ suuruisella alueella aiheuttaen kappaleeseen kohdistuvan voiman $\sigma_x dydz$. Tämä voima venyttää kuutiota x-akselin suunnassa siirtymän $\epsilon_x dx$ verran, jolloin Hookeen lain mukaisesti voima tekee muodonmuutostyötä $\frac{1}{2} \sigma_x \epsilon_x dx dy dz$ verran. Muodonmuutostyö voidaan nähdä kuvassa 16, jolloin tehty työ on tällöin kolmion OAB pinta-ala. Vastaavanlaisella päättelyllä saadaan kuution kokonaismuodonmuutostyöksi (Ylinen 1969, s. 45-47., Beer et al. 2015, s. 770.)

$$dW = \frac{1}{2}(\sigma_x \epsilon_x + \sigma_y \epsilon_y + \sigma_z \epsilon_z + \tau_{xy} \gamma_{xy} + \tau_{yz} \gamma_{yz} + \tau_{zx} \gamma_{zx}) dx dy dz \quad (5)$$

Tämän diplomityön tapaustutkimuksessa ristikon sauvoissa vaikuttaa vain yksiakseliaalisia voimia, joten selkeyden vuoksi jatketaan muodonmuutostyön johtamista vain voiman $\sigma_x dydz$ suuntaisesti kuormitetulle kuutiolle. Kuormitustilanne on siis yksiakseliaalinen. Lisäksi oletetaan, että tarkasteltavassa kuutiossa (ei infinitesimaalinen) jännitykset, venymät ja liukumukset ovat vakiot koko kappaleessa, jolloin kaava 6 supistuu kokonaisuudessaan muotoon (Ylinen 1969, s. 47)

$$W_0 = \frac{1}{2}(\sigma_x \epsilon_x) \quad (6)$$

Lineaarisen isotrooppisen kappaleen venymä-kokoonpuristuma-yhteydestä on johdettu venymälle ϵ_x yhteys (Ylinen 1969, s. 41-44, Beer et al. 2015, s. 101)

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \quad (7)$$

Sijoittamalla kaavan 7 tulos kaavaan 6, saadaan

$$W_0 = \frac{1}{2} \left(\sigma_x \left(\frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \right) \right) = \frac{1}{2} \left(\frac{F_x}{A_x} \left(\frac{F_x}{A_x E} \right) \right) = \frac{1}{2} \left(\frac{F_x^2}{A_x^2 E} \right) \quad (8)$$

missä F_x on kappaleen x-akselin suunnassa vaikuttava jännitysresultantti [N]
 A_x on pinta-ala, johon F_x vaikuttaa [m²]

Kappaleen koko tarkasteltava tilavuus huomioidaan integraaleilla, jolloin saadaan kappaleen muodonmuutostyöksi

$$W = \int_0^{L_z} \int_0^{L_y} \int_0^{L_x} W_0 \, dx dy dz \quad (9)$$

Huomioimalla, että kyseessä on yksiakselisesti x-akselin suunnassa kuormitettu kappale, voidaan merkitä

$$W = \frac{1}{2} \int_0^{L_x} \left(\frac{F_x^2}{A_x^2 E} \right) A_x \, dx = \frac{1}{2} \int_0^{L_x} \left(\frac{F_x^2}{A_x E} \right) dx \quad (10)$$

Viimeiseksi suoritetaan integrointi kuution x-akselin sivun pituuden suhteen, jolloin jäljelle jää kaava 11.

$$W = \frac{F_x^2 L_x}{2 A_x E} = \frac{F_x L_x \epsilon_x}{2} \quad (11)$$

Hooken lain avulla voidaan johtaa yksiakselisesti kuormitetun sauvan pään siirtymä eli muodonmuutos u (ks. kaava 12), jolloin kaava 11 voidaan merkitä myös kaavan 13 tavoin (Beer et al. 2015, s. 68):

$$u = \frac{PL}{AE} \quad (12)$$

$$W = \frac{F_x \delta}{2} \quad (13)$$

Kaavat 11 ja 13 esittävät yksiakselisesti x-akselin suunnassa kuormitetun sauvan muodonmuutosenergiaa lineaariselle isotrooppiselle materiaalille. Voidaan todeta, että voima F_x on korotettuna toiseen potenssiin, jolloin muodonmuutosenergia kasvaa eksponentiaalisesti sauvan siirtymän funktiona. Lisäksi on mainittava, että superpositioperiaatteella lopullinen ulkoinen muodonmuutos (esimerkiksi siirtymä) on riippumaton ulkoisten voimien asettamisjärjestyksestä, mutta tietyn yksittäisen voiman tekemän työn määrä voi muuttua vaikuttamatta lopulliseen ulkoiseen deformaatioon (Beer et al. 2015, s. 802-804). Superpositioperiaate koskee vain lineaarisia materiaalimalleja ja kuormitustilanteita, joissa aiheutuneet muodonmuutokset ovat pieniä (Beer et al. 2015, s. 95-96).

5.3 Kokonaispotentiaalienergia ja sen minimi

Kokonaispotentiaalienergia Π tarkoittaa sisäisen venymäenergian U ja potentiaalienergian E_p summaa. Potentiaalienergiaksi kutsutaan ulkoista energiaa W_E , minkä aiheuttama voima ei hukkaa energiaa lämmöksi sen tehdessä työtä systeemiin, kuten esimerkiksi painovoiman tehdessä työtä. (Reddy 2017, s. 3b, kappale 3.) Tämänkaltaista voimaa kutsutaan konservatiiviseksi voimaksi, jolloin systeemin summaa merkitään

$$\Pi = U + E_p \quad (14)$$

Kokonaispotentiaalienergian minimin periaate tarkoittaa tilannetta, jossa systeemin ollessa tasapainossa myös sen energia on minimissään – eli kokonaispotentiaalienergian summa on nolla. (Reddy 2017, s. 2r, kappale 4.) Systeemi, jossa on pelkästään mekaanista energiaa, saavuttaa tasapainonsa ulkoisten voimien potentiaalienergian ollessa yhtä suuri kuin sisäinen muodonmuutosenergia, jolloin saavutetaan kokonaispotentiaalienergian minimi (Salonen 1987, s. 2.3.33)

$$\delta\Pi = \delta(U + E_p) = 0 \quad (15)$$

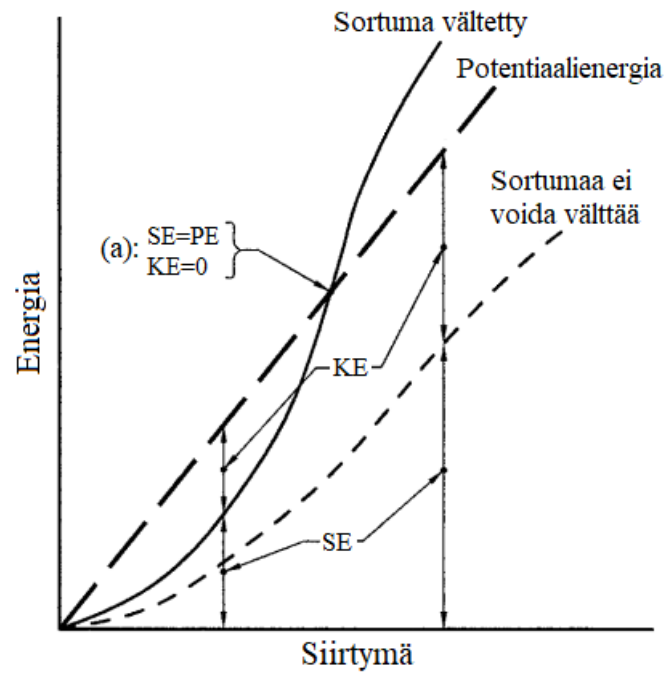
Kappaleissa 5.1 ja 5.2 esitettiin ulkoisen voiman tekemä siirtymätyön kaava 1 ja sauvalle venymäenergian kaavat 11 sekä 13. Sijoittamalla sekä kaava 1 että kaavat 11 ja 13 kokonaispotentiaalienergian kaavaan, ja ottamalla huomioon, että ulkoisen voiman tekemää työtä merkitään miinusmerkillä, saadaan (Reddy 2017, s. 298m, kappale 3)

$$\Pi = \frac{F_x L_x \epsilon_x}{2} - Fx = \frac{F_x^2 L_x}{2A_x E} - Fx = \frac{F_x u}{2} - Fx \quad (16)$$

Kokonaispotentiaalienergian minimin periaatetta hyödynnettäessä saadaan tasapainoyhtälöksi

$$\delta\Pi = \delta\left(\frac{F_x L_x \epsilon_x}{2} - Fx\right) = \delta\left(\frac{F_x^2 L_x}{2A_x E} - Fx\right) = \delta\left(\frac{F_x u}{2} - Fx\right) = 0 \quad (17)$$

Periaatteen mukaisesti voidaan todeta, että kun sisäisen energian ja ulkoisen voiman tekemä työ ovat yhtä suuria, on löydetty voiman aiheuttama maksimivaste ja tasapaino energioiden välillä. Tasapainon löytymistä voidaan havainnollistaa kuvalla 17. Kuvassa 17 energiatasapaino on löydetty pisteessä (a), jossa sisäinen venymäenergia (kuvassa SE) on yhtä suuri kuin ulkoisen voiman tekemä työ (kuvassa PE). Tällöin rakenteella ei ole yhtään jäljellä olevaa kineettistä energiaa (kuvassa KE), jolloin rakennuksen sortuminen pysähtyy. Jos energiatasapainoa ei löydy (merkitty kuvassa pienin katkoviivoin), rakennus jatkaa sortumista, koska rakennukseen ei ole sitoutunut tarpeeksi sisäistä venymäenergiaa sitomaan ulkoisen voiman aiheuttamaa kineettistä energiaa. Energiatasapainoa ei rakenteesta välttämättä löydy, jos rakenteella ei ole esimerkiksi tarpeeksi muodonmuutoskykyä (liitoksen kiertymiskyky, hauras rakennemateriaali).



Kuva 17. Tasapainon löytyminen sisäisen energian ja ulkoisen voiman tekemän työn energian välillä. (Mukaillen Dusenberry ja Hamburger 2006, s. 337, kuvalla on ASCE:n käyttö lupa)

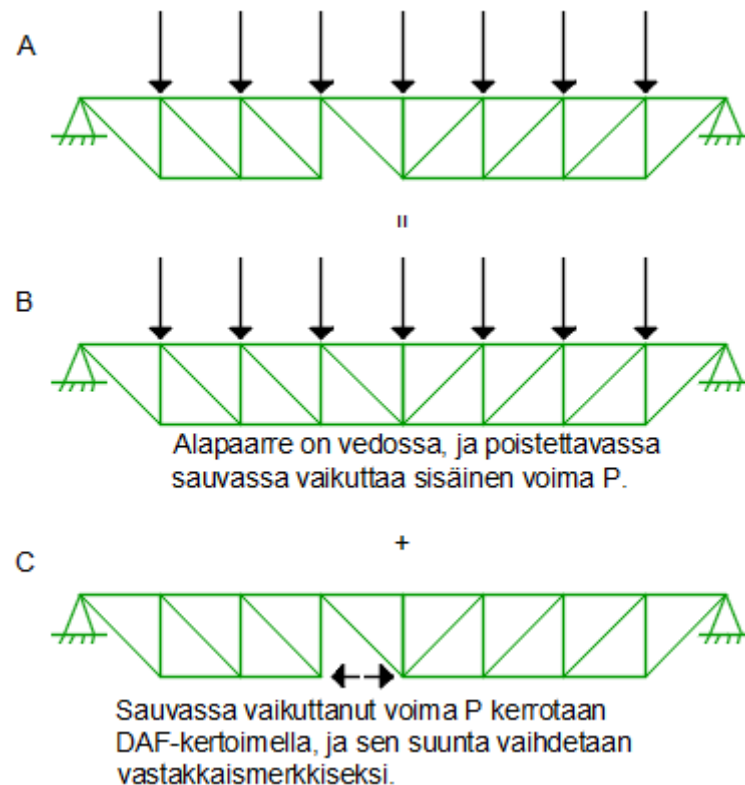
6 Sauvanpoistomenetelmät ja vaurionsietokyvyn arviointi

6.1 Staattiset likimääräiset sauvanpoistomenetelmät

Sauvanpoistomenetelmällä tarkoitetaan tässä diplomityössä teräsristikon vaurionsietokyvyn arviointia siten, että ristikosta poistetaan yksi sauva kerrallaan. Sauvanpoiston vaikutuksia voidaan mallintaa joko staattisesti tai dynaamisesti. Kirjallisuustutkimuksen perusteella sauvanpoistomenetelmää on käytetty erityisesti siltojen teräsristikkojen vaurionsietokyvyn arvioinnissa – esimerkiksi URS (*United Research Services*) (2006), Nagatani et al. (2009) ja Hoang (2016) ovat tehneet näin. Näiden tutkimusten lisäksi on myös kappaleessa 2.2 esitetyssä Jiang ja Chen (2012) tutkimuksessa tutkittu epälineaarisella staattisella menetelmällä hallin teräsristikkkoa. Jiang ja Chen (2012) eivät kuitenkaan eritelleet, kuinka staattinen analyysi oli tarkasti ottaen suoritettu. Myös Yan et al. (2017) tutkivat hallin teräsristikkkoa epälineaarisella dynaamisella menetelmällä.

6.1.1 Sauvavoimien kombinointi

URS esittää sauvanpoistomenetelmän muuttamista staattiseksi superpositioperiaatteella (myöh. sauvavoimien kombinointi) kuvan 18 mukaisesti. Kuvassa kohta A edustaa vaurioitunutta ristikkorakennetta, jossa vaikuttaa ulkoinen kuorma. URS esittää, että kohdan A muodonmuutostila saadaan superponoimalla kohdat B ja C lineaarisessa elastisessa tapauksessa. Kohdassa B ristikkorakenne on alkuperäinen ehjä rakenne, jossa vaikuttaa ainoastaan ulkoinen kuormitus. Kohdassa C on analysoitu kohdassa B vaikuttavat rakenteen sisäiset voimareaktiot, minkä jälkeen on poistettu poistettavaksi ajateltu sauva ja asetettu vastakkaisuuntaiset sisäiset voimareaktiot rakenteeseen. Nämä vastakkaisuuntaiset voimareaktiot ovat ainoat kohdassa C vaikuttavat kuormitukset vaurioituneessa rakenteessa. Kombinoimalla B ja C kohdat, saadaan kohdan A muodonmuutostila. (URS 2006, kappale 6, s. 9-13.)



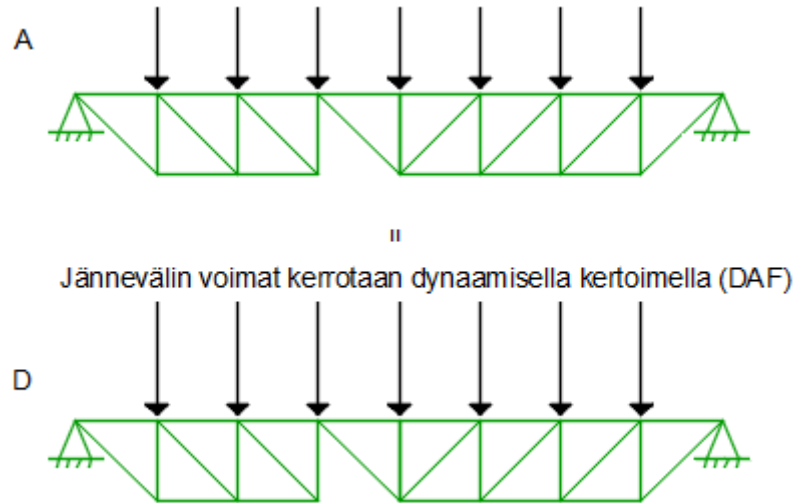
Kuva 18. Sauvanpoiston dynaamisen efektin mallintaminen superponoimalla. Superponointi on voimassa vain lineaariselle elastiselle materiaalille. Vastaavaa mallinnustekniikkaa on käyttänyt myös Nagatani et al. (2009) Hoangin (2016) mukaan. (Mukaillen URS 2006, kappale 6, s. 10)

Sauvanpoisto on luonteeltaan kuitenkin dynaaminen tapahtuma, mikä otetaan huomioon kertomalla kohdan C voima P dynaamisella kertoimella. URS:n (2006, kappale 6, s. 10-11) mukaan kohdan C voimavaikutukset voidaan idealisoida yhden vapausasteen värähtelijäksi, jolla on tietty jäykkyys ja vaimennuskerroin. Lineaarisesti elastisen yhden vapausasteen värähtelijän suurin teoreettinen dynaaminen kerroin on 2,0, joten kohdan C dynaamisen kertoimen suuruus voi olla korkeintaan 2,0 (Xu ja Ellingwood 2011, s. 550). URSin (2006) esittämä superponointimenetelmä ei kuitenkaan päde epälineaarisille systeemeille. Hoang (2016) onkin ehdottanut likimäärämenetelmää, joka voisi toimia myös epälineaarisilla materiaalimalleilla.

6.1.2 Tasaisesti jakautunut ulkoinen kuorma

Hoang (2016, s. 81) ehdottaa ristikon analysoimiseksi kuvan 19 mukaista ratkaisua. Ratkaisussa sauvanpoistoa approksimoidaan siten, että jänneväli, jossa sauvan vaurioituminen tapahtuu, korotetaan dynaamisella kertoimella lineaarikombinoinnin välttämiseksi. Dynaaminen kerroin voidaan määrittää joko dynaamisen ja staattisen analyysien vasteiden suhteista tai suorittamalla lukuisia sauvanpoistoja ja muodostamalla kertoimista sovite. Hoang (2016, s. 89-106) osoitti teräsristikkosillan vaurionsietokykyä käsittelevässä tapaustutkimuksessaan, että lineaarisella rakennemallilla kuvan 19 ehdotettu approksimaatio on lähempänä lineaarisen dynaamisen analyysiratkaisun mallia kuin kuvan 18 ratkaisu. Verifiointiin hän suoritti poistamalla ristikon sauvoja terässillan 12 eri kohdasta ja vertailemalla ratkaisumallien kesken sekä toteutuneita siirtymiä että käyttöasteita. Kokeellista tutkimusta ei suoritettu. Tässä aluvuossa käsitellään vain tasaisesti jakautunutta ulkoista kuormaa, mutta ulkoisen

kuorman jakauma voi oletettavasti olla jokin muukin, kuten esimerkiksi tuulikuorman tai hydrostaattisen paineen tapauksessa kolmion muotoinen.



Kuva 19. Hoangin (2016) esittämä likimäärämenetelmä sauvanpoiston vaikutusten arviointiin. (Mukaillen Hoang 2016, s. 81)

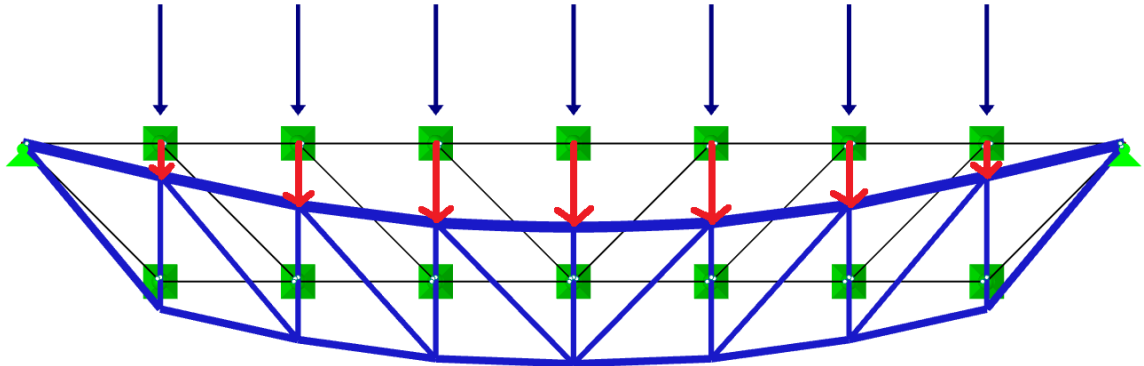
Dynaamisia tapahtumia tutkittaessa on tärkeää ymmärtää, mikä tapahtuman dynaamisen luonteen varsinaisesti aiheuttaa. Oletetaan, että kappaleen 6.1.1 kuvassa 18 vaurioitunut sauva poistuu rakenteesta välittömästi – tällöin myös dynaaminen vaikutus kohdistuu sauvan lähetyville ja sauvavoima voidaan kertoa kahdella, jos sauvanpoiston voimavaikutusten oletetaan käyttäytyvän kuten yhden vapausasteen värähtelijä. Jos sauva ei poistu välittömästi, on dynaaminen vaikutus siten pienempi, eikä kahden suuruista kerrointa voida enää välttämättä käyttää, vaan kerroin saadaan poiston herättämien ominaismuotojen lineaarikombinaationa. On huomattava, että vastaavaa ajattelutapaa ei voida soveltaa sellaisenaan kappaleen 6.1.2 kuvan 19 tilanteeseen, koska ulkoinen kuorma rakenteeseen ei tule välittömästi. Jos kuvan 19 ulkoinen kuorma kerrotaisiin kertoimella kaksi, tarkoittaisi se, että ulkoinen kuorma on esimerkiksi pudonnut jostain suurella nopeudella rakenteen päälle, jolloin kuorma on kohdistunut rakenteeseen hyvin lyhyessä ajassa suhteessa ominaisjakson pituuteen aiheuttaen dynaamisen efektin.

6.1.3 Potentiaalienergian perustuva lineaarikombinointi

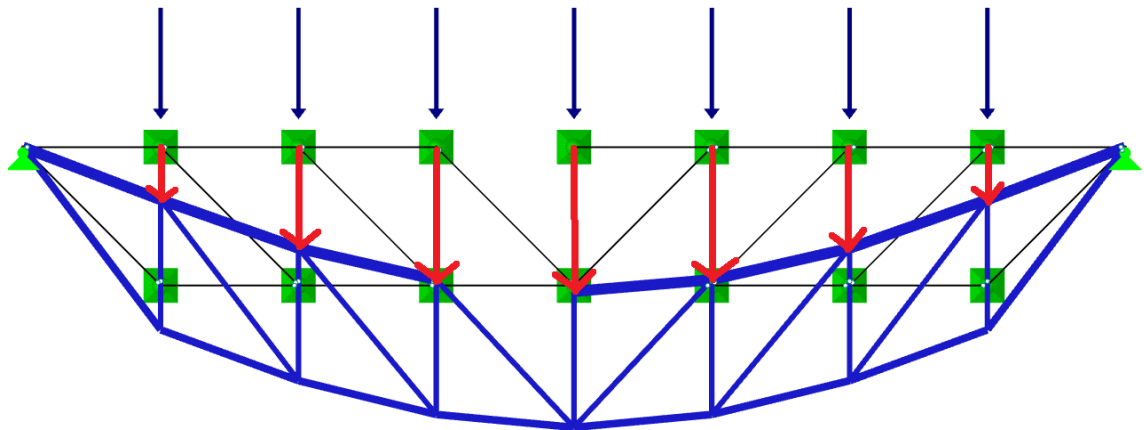
Sauvavoimien kombinoinnin ja tasaisesti jakautuneen ulkoisen kuorman lisäksi on käytettävissä myös energiaperiaatteeseen perustuva staattinen energiamenetelmä. Energiamenetelmässä lasketaan, kuinka paljon potentiaalienergiaa vapautuu ulkoiselle kuormalle, kun sauva vaurioituu ja se poistetaan. Oletetaan, että ehjän rakenteen (ks. kuva 20) ulkoinen energia on X_0 ja vaurioituneen (ks. kuva 21) on X_1 . Tällöin ristikon sauvan vaurioitumisen vapauttama potentiaalienergia, E_{pot} , on X_1 ja X_0 erotus. Erotuksen avulla saadaan dynaamisuuden aiheuttama suurin muodonmuutostila, joka voidaan laskea joko kaavalla 16 tai 17. Ainakin Jiang ja Chen (2012, s. 235-236) ovat esittäneet, että kaavaa 17 voidaan käyttää superponoimaan yhden tai useamman vapausasteen värähtelijän systeemin elastista muodonmuutostilaa.

$$X_{max} = X_0 + 2(E_{pot}) = X_0 + 2(X_1 - X_0) \quad (16)$$

$$X_{max} = X_1 + (E_{pot}) = X_1 + (X_1 - X_0) \quad (17)$$



Kuva 20. Ulkoinen kuorma (siniset nuolet) on tehnyt työtä punaisten nuolten tekemän pysyvuuntaisen matkan kuormittaessaan ristikköä. Merkitään ehjän ristikon ulkoista energiaa X_0 :lla.



Kuva 21. Ristikon vaurioituessa rakenteesta vapautuu potentiaalienergiaa, joka muuttuu kineettiseksi energiaksi ja sitoutuu ristikon muodonmuutosenergiaksi. Merkitään vaurioituneen ristikon ulkoista energiaa X_1 :llä.

6.1.4 Kokonaispotentiaalienergian minimiin perustuva menetelmä

Kokonaispotentiaalienergian minimin periaatteessa pyritään löytämään ulkoisen kuorman tekemän työn ja sisäisen venymäenergian välinen risteyspiste. Risteyspisteessä rakenne on sitonut vapautuneen potentiaalienergian takaisin venymäenergiaksi, jolloin rakenne on saavuttanut suurimman vasteensa. Menetelmä on approksimatiivinen ja sen teoriaa on tarkemmin esitetty kappaleessa 5.

Xu ja Ellingwood (2011) ovat esittäneet työssään, että pilarinpoisto voidaan approksimoida yhden vapausasteen värähtelijäksi, jos vaurioituneella rakenteella on hallitseva värähtelymoodi. Lineaarisella elastisella rakenteella yhden vapausasteen värähtelijän maksimivaste löydetään, kun poistettavan rakenteen yläpuolinen kuorma kerrotaan kertoimella kaksi. Epälineaarisella elastisella rakenteella kerroin on kuitenkin pienempi kuin kaksi, koska pienem-

mällä voiman lisäyksellä saavutetaan suurempia siirtymiä, kun rakenne myötää. Xu ja Ellingwood ovatkin esittäneet, että kaavojen 18 ja 19 avulla voidaan laskea ulkoisen kuorman tekemän työn ja sisäisen venymäenergian välinen risteyspiste epälineaarisella rakenteella: (Xu ja Ellingwood 2011, s. 550-551 ja s. 554.)

$$SE_i = SE_{i-1} + (\alpha_i \mathbf{W}_i + \alpha_{i-1} \mathbf{W}_{i-1})^T (\mathbf{u}_i - \mathbf{u}_{i-1}) \quad (18)$$

$$W = (\mathbf{m})^T \mathbf{u}_i g \quad (19)$$

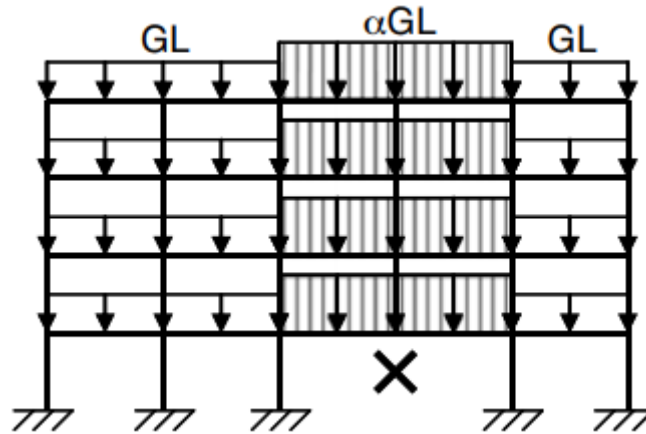
joissa,

- SE_i on venymäenergia i -askeleella [N*m]
- SE_{i-1} on venymäenergia $i - 1$ -askeleella [N*m]
- α_i on kerroin i -askeleella, jolla kasvatetaan *pushdown*-voimavektoria [-]
- α_{i-1} on kerroin $i-1$ -askeleella, jolla kasvatetaan *pushdown*-voimavektoria [-]
- \mathbf{W}_i on ulkoinen *pushdown*-voimavektori [N]
- \mathbf{u}_i on siirtymävektori [m]
- \mathbf{u}_{i-1} on siirtymävektori $i - 1$ askeleella [m]
- W painovoimakuormitusten tekemä ulkoinen työ [N*m]
- \mathbf{m} on massavektori [kg]
- g on putoamiskiihtyvyys [m/s²]
- $\mathbf{u}_0 = 0$
- $SE_0 = 0$

Xun ja Ellingwoodin esittämää menetelmää käytetään kuten kuvassa 22. Kuvassa rakennuksen muihin osiin asetetaan painovoimakuormat ilman dynaamisia kertoimia lukuun ottamatta pilarin poiston vaikutusalueella olevaa kuormaa. Vaikutusalueella olevaa ulkoista kuormitusta, jota kutsutaan *pushdown*-voimavektori \mathbf{W}_i :ksi, kasvatetaan askeleittain α -kerroimella, kunnes $SE_i > W$. Tällöin rakenne on pystynyt sitomaan vaurioituneesta rakenteesta vapautuneen potentiaalienergian venymäenergiaksi. (Xu ja Ellingwood 2011, s. 551.) Xun ja Ellingwoodin artikkelissa ei määritetä *pushdown*-voimavektoria tämän tarkemmin. Jos venymäenergiaa lasketaan kaksoislineaarisella materiaalimallilla, kaava 18 voidaan esittää tällöin kaavana 20:

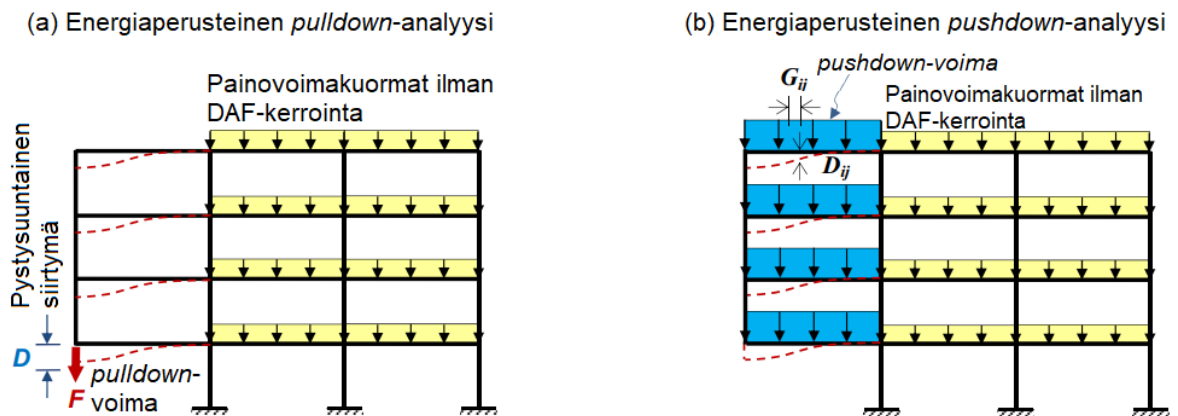
$$SE_i = SE_{i-1} + \left(\frac{\alpha_i \mathbf{W}_i + \alpha_{i-1} \mathbf{W}_{i-1}}{2} \right)^T (\mathbf{u}_i - \mathbf{u}_{i-1}) \quad (20)$$

Kaavojen 18 ja 20 erona on, että rakenteessa vaikuttavat voimavektorit \mathbf{W}_i ja \mathbf{W}_{i-1} keskiarvoistetaan askelittain. Askelluksien suuruudella ei ole merkitystä lukuun ottamatta myötörajan aluetta, jolloin materiaalin kimmokerroin pienenee merkittävästi. Askeleiden pienentämättä jättäminen on kuitenkin varmalla puolella. Differentiaalisella askelluksella kaavoilla 18 ja 20 saadaan kuitenkin sama tulos.



Kuva 22. Rakenteisiin asetetaan painovoimakuormat GL ilman dynaamisia kertoimia, jonka jälkeen poistettavan pilarin yläpuolista rakennetta aletaan kuormittamaan α -kertoimella alkaen nolasta. (Xu ja Ellingwood 2011, s. 551, kuvalla on kustantajan käyttö lupa)

Xun ja Ellingwoodin (2011) lisäksi myös Liu ja Pirmoz (2016) ovat käyttäneet vastaavaa energiamenetelmää. Tiedejulkaisussaan he pohtivat, että kuvan 22 αGL -kuormat voidaan korvata yhdellä poistetun pilarin reaktiovoiman vastakkaismerkkisellä voimalla F kuvan 23 mukaan. Menetelmän etuna Xu ja Ellingwoodin menetelmään verrattuna on se, että tällöin voima- ja siirtymävektorien W_i ja u_i lukumäärä pienenee tehden menetelmän käyttämisestä vaivattomampaa (Liu ja Pirmoz 2016, s. 373). Liun ja Pirmozin (2016, s. 375-378) tapaus-tutkimuksen tulosten perusteella tasaisesti jakautunut ulkoinen kuorma voidaan korvata yksittäisellä voimalla F kuvan 23 (a) ja (b) mukaisesti.



Kuva 23. (b):ssä rakenteessa vaikuttaa poistetun pilarin yläpuolella tasaisesti jakautunut kuormitus, joka vastaa Xu ja Ellingwoodin (2011) esittämää menetelmää. (a):ssa on Liu ja Pirmoz (2016) ehdottama menetelmä, jolla voidaan korvata lukuisat kuormat yhdellä voimalla. (Liu ja Pirmoz 2016, s. 374, kuvalla on kustantajan käyttö lupa)

6.2 Vaurionsietokyvyn arviointi summaamalla poikkileikkauksen jännitysresultanttien käyttöasteita

Teräsrakenteita analysoitaessa eurokoodi 3 sallii poikkileikkausluokkien 1-3 kestävyys arvioinnin summaamalla poikkileikkausten jännitysresultanttien käyttöasteita kaavan 21 mukaisesti. Menetelmä on likiarvoinen ja konservatiivinen mitoitusmenetelmä, jota voidaan käyttää myös plastisessa suunnittelussa, kun ”*kaikki puristetut osat kuuluvat vähintään poikkileikkausluokkaan 2*”. Jos puristetut osat kuuluvat poikkileikkausluokkiin 3 tai 4, täytyy

mitoituksessa käyttää lineaarista kimmoteoriaa. (SFS-EN 1993-1-1 2006, s. 49.) Tässä diplomityössä rakenteet on mallinnettu siten, että niihin kohdistuu ainoastaan aksiaalivoimia, jolloin kaava 21 supistuu kaavaksi 22. Aksiaalivoimat ovat joko vetojännitystä tai puristusjännitystä, jolloin kaava 22 voidaan jakaa edelleen kaavoiksi 23 ja 24 poikkileikkausluokille 1-3 (SFS-EN 1993-1-1 2006, s. 52-53 ja s. 61). Kaavalla 23 voidaan tarkastaa poikkileikkauksen veto- ja puristuskestävyys, ja kaavalla 24 voidaan tarkastaa sauvan nurjahduskestävyys. RFEM:n eurokoodi 3 -moduuli tarkastelee tämän diplomityön rakennemallien kestävyksiä kaavoilla 23 ja 24, koska rakenteissa esiintyy ainoastaan aksiaalivoimia. Näistä saadaan rakenteiden käyttöasteet, jotka on ilmoitettu kunkin tapaustutkimuksen alussa.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (21)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1 \quad (22)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{A f_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1 \quad (23)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (24)$$

joissa N_{Ed} on normaalivoiman mitoitusarvo [N]
 N_{Rd} on normaalivoimakestävyyden mitoitusarvo [N]
 $M_{y,Ed}$ on taivutusmomentin mitoitusarvo y-y-akselin suhteen [Nm]
 $M_{y,Rd}$ on taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvo y-y-akselin suhteen [Nm]
 $M_{z,Ed}$ on taivutusmomentin mitoitusarvo z-z-akselin suhteen [N * m]
 $M_{z,Rd}$ on taivutusmomenttikestävyyden mitoitusarvo z-z-akselin suhteen [Nm]
 γ_{M0} on poikkileikkauskestävyyden osavarmuusluku poikkileikkauksille 1-4 [-]
 γ_{M1} on sauvojen kestävyys osavarmuusluku, kun laskelmat tehdään sauvan stabiiliuden tarkastuksena [-]
 χ on nurjahduskestävyyden pienennystekijä [-]
 A on poikkileikkauksen pinta-ala [mm²]
 f_y on teräksen myötölujuus $\left[\frac{N}{mm^2} \right]$

Käyttöasteiden lineaarista summaamista on käytetty teräsristikkosiltojen vaurionsietokyvyn arvioinnissa – ainoastaan käyttöasteiden kaavat vaihtelevat käytetyn suunnittelustandardin mukaan, mutta käyttöasteiden summaamisen periaate säilyy samana. Teräsristikkosiltojen vaurionsietokykyä ja jatkuvaa sortumaa analysoitaessa on analyysimenetelmänä usein käytetty lineaarista staattista analyysiä dynaamisella suurennuskertoimella mallintamaan sauvan vaurioitumista (Hoang ja Eiji 2016, s. 53). Esimerkiksi URS (2006), Hoang (2016) ja Lin et al. (2017) ovat käyttäneet käyttöasteiden summaamista ja lineaarisia staattisia menetelmiä

huomioon ottaen geometriset epätarkkuudet. Lin et al. (2017) käyttivät myös epälineaarisia staattisia menetelmiä.

7 Tapaustutkimukset

Tästä alkaa diplomityön soveltava osio. Soveltavassa osiossa käsitellään kolmea eri tapaus-tutkimusta, jotka ovat

- Yksiaukkoinen tasoristikko
- Kaksilaivainen tasokehä
- 3D-teräshalli

Tasoristikon ja tasokehän tapauksessa päätavoite on vertailla eri laskentamenetelmiä. Vertailu tapahtuu vertailemalla rakenteen globaaleja U_z - ja U_x -siirtymiä sekä aksiaalivoimia. 3D-teräshallissa tarkastellaan, eroaako yksinkertaistettu hallirakenne tasossa tehtävistä analyyseistä. Tapaustutkimuksissa käytetyt murto- ja onnettomuusrajatilan kuormien laskennat ovat liitteessä 1.

Tapaustutkimuksissa tehty analyysit tehdään sekä lineaarisesti että epälineaarisesti. Tämän diplomityön tapaustutkimuksissa lineaarisuudella ja epälineaarisuudella tarkoitetaan materiaalmallin tyyppiä, ellei toisin mainita. Epälineaariset tarkastelut on suoritettu siten, että materiaalmalli on kaksoislineaarinen ja siinä on huomioitu myötölujittuminen. Materiaalin myötölujuus on 355 MPa (myötövenymä 0,00169), ja murtolujuus on 510 MPa (murtovenymä 0,05). Plastinen kimmokerroin on tällöin 3208,480 MPa, mikä vastaa noin 1,5 % myötölujittumista.

7.1 Käytettävät laskentamenetelmät

Kussakin laskentatapauksessa suoritettiin ensin värähtelyanalyysi, josta saatiin selville sekä kulmataajuudet vaimennuskertoimen laskentaa varten että $T/10$ ja $T/100$ vähimmäisarvot pilarin- ja sauvanpoistoja varten. Analyysien tulokset ovat liitteessä 2.

Lisäksi suoritettiin seuraavat tarkastelut:

1. **Lineaarinen tai epälineaarinen dynaaminen** (myöh. lin. dyn. tai epälin. dyn.) sauvan- tai pilarinpoistoanalyysi, josta tallennetaan suurimmat U_z - ja U_x -siirtymät sekä aksiaalivoimat. (ks. kappale 7.2)
2. **Sauvavoimien kombinointi:** Lineaarikombinoidaan ehjän rakenteen (jossa vaikuttaa ulkoiset kuormat) ja vaurioituneen rakenteen muodonmuutostilat. Vaurioituneessa rakenteessa vaikuttavat ainoastaan poistettavan rakenneosan vastakkaissuuntaiset reaktiovoimat. Lineaarisessa tapauksessa käytetään dynaamista kerrointa 2,0 kertoessa sauvavoimia. Epälineaarisessa tapauksessa kertoimen suuruus ratkaistaan kokonaispotentiaalienergian minimin periaatteella. (ks. kappaleet 6.1.1, 6.1.4 ja 5)
3. **Tasainen ulkoinen kuorma dynaamisella kertoimella:** Dynaaminen kerroin lasketaan vaurioituneen rakenteen, jossa vaikuttavat ulkoiset kuormat ilman dynaamista kerrointa, ja dynaamisen analyysin siirtymien suhteista laskemalla keskiarvo solmupisteiden siirtymistä. Keskiarvo lasketaan ristikon solmupisteiden pystysuuntaisten siirtymien dynaamisten kertoimien keskiarvosta. Epälineaarisessa tapauksessa dynaaminen kerroin täytyy haarukoida kokeilemalla erisuuruisia ulkoisen kuorman kertoimia, kunnes siirtymät vastaavat dynaamisen analyysin tuloksia. Lineaarisessa tapauksessa voidaan käyttää suoraan siirtymien suhteiden keskiarvoa. (ks. kappale 6.1.2)

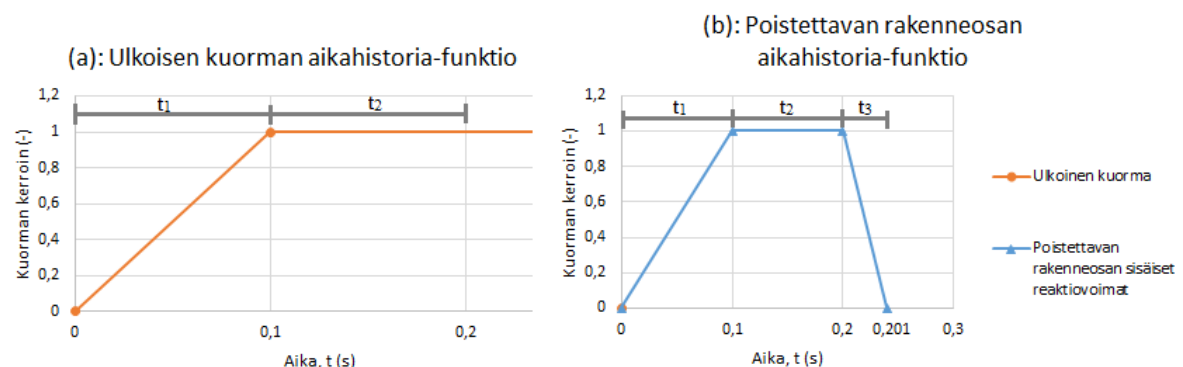
4. **Potentiaalienergiamenetelmä**, jossa lasketaan ulkoisen kuorman tekemä työ ehjässä rakenteessa ja ulkoisen kuorman tekemä työ vaurioituneessa rakenteessa. Muodonmuutosenergia vapautuu kineettiseksi energiaksi, jonka jälkeen kineettinen energia sitoutuu takaisin muodonmuutosenergiaksi ulkoisen kuorman tehdessä työtä. (ks. kappale 6.1.3)
5. **Kokonaispotentiaalienergian minimiin perustuva energiamenetelmä** (myöh. kokonaispotentiaalienergian minimi), jossa etsitään sisäisen venymäenergian ja potentiaalienergian risteys pistettä. (ks. kappaleet 6.1.4 ja 5)
6. **Tasainen ulkoinen kuorma**: Lasketaan vaurioituneen rakenteen muodonmuutostila referenssiksi ilman dynaamista kerrointa. Täten voidaan todeta sauvan- tai pilarinpoiston vaikutuksen suuruus rakenteeseen.

Tuloksia esittämissä kuvaajissa ja taulukoissa käytetään edellä esitettyä numerointia.

7.2 Epälineaariset ja lineaariset dynaamiset analyysit

Tässä diplomityössä käytetyt sauvanpoistomenetelmät ovat staattisia likimäärämenetelmiä, joiden oikeellisuutta verifioidaan dynaamisin analyysin. Kaikki tässä diplomityössä tehdyt epälineaariset ja lineaariset dynaamiset analyysit suoritetaan seuraavalla tavalla (ks. myös kappale 4.2, tekniikka 3):

1. Analysoidaan staattisen ehjän rakenteen sisäiset reaktiovoimat, kun sitä kuormittaa ulkoinen kuorma.
2. Poistetaan poistettavaksi ajateltu rakenneosa rakenteesta.
3. Muodostetaan aikahistoria-funktiot:
 - a. Ulkoinen kuorma kasvaa $t_1 = 0,1$ s ajassa täyteen arvoonsa ja se pysyy vakiona analyysin loppuun asti. (ks. kuva 24a)
 - b. Asetetaan poistettavaksi ajatellun rakenneosan sisäiset reaktiot rakenteeseen $t_1 = 0,1$ s ajassa. Sisäiset reaktiot pysyvät vakioina ajanjaksolla t_2 , minkä jälkeen ne poistetaan rakenteesta ajassa $t_3 = 0,001$ s. (ks. kuva 24b)
4. Suoritetaan dynaamista analyysia, kunnes puolikas jaksonaika on kulunut. Tässä jaksonajalla tarkoitetaan sitä aikaa, mikä ristikolla kuluu siirtyä ääriasennostaan takaisin ääriasentoon. Taltioidaan suurimmat U_z - ja U_x -siirtymät ja voimat.



Kuva 24. Aikahistoria-funktiot dynaamisiin analyysiin.

Oikean sauvanpoistonopeuden määrittämiseksi täytyy tarkastella vaurioituneen rakenteen ominaisuuksia. GSA- tai UFC-ohjeet eivät määrittele, mitä ominaisjaksoa tarkastellaan, mutta tässä työssä ominaisjakso valitaan taajuudeltaan pienimmän hallitsevan ominaismuo-

don ominaistajuuden perusteella. Valinta suoritetaan visuaalisesti käyttäen RFEM:in *Natural Vibrations* -moduulia, josta saadaan selville muun muassa rakenteen ominaismuodot ja -taajuuudet. Vaurioituneiden rakenteiden ominaistajuudet, ominaisjaksot ja lasketut pilarinpoistoajat ovat liitteessä 2. Dynaamisten analyysien käytetyt parametrit nähdään taulukosta 6. Epälineaarilla dynaamisella menetelmällä aika-askel Δt on todella pieni (0,00001 s), koska laskennoissa havaittiin muuten konvergoitumisongelmia. Sauvanpoistonopeutena on käytetty yksiaukkoisessa ristikossa ja tasokehän keskimmäisen pilarin poistossa $t_3 = 0,001$ s. 3D-hallissa päätettiin käyttää sauvanpoistonopeutta $t_3 = 0,0075$ s, koska rakenteen ominaisjakso oli suurempi kuin 2D-tapaustutkimuksilla. Käytetyt t_3 -nopeudet täyttävät GSA- ja UFC-ohjeen minimivaatimuksen T/10.

Lineaarisiin dynaamisiin analyysihin valittiin vaimennuskertoimen arvo 0,3 %, koska tällöin menetelmien oikeellisuutta pystytään arvioimaan paremmin, kun suurimmat siirtymät ja voimareaktiot voidaan havaita jo ensimmäisestä ajanjaksosta. Sauvanpoistosta vaurioitunut ristikko on useamman asteen värähtelijä, minkä takia suurempia voimia ja siirtymiä voi esiintyä myös ensimmäisen ajanjakson jälkeen, jos vaimennuskerrointa ei käytetä. Riittävän pieni vaimennuskerroin ei kuitenkaan pienennä rakenteen maksimivastetta liikaa ensimmäisen ajanjakson aikana. Yu ja Yin (2017, s. 719-720) totesivat, että vaimennuskertoimen käyttämättä jättäminen ei ole liian konservatiivista, ellei rakenne ala myötöpehmetä. Epälineaarisissa dynaamisissa analyysissä vaimennuskerrointa ei käytetty.

Aikaintegrointimenetelmäksi valittiin implisiittinen Newmark-menetelmä, koska se supenee käytetyillä aika-askelilla moitteetta. Lisäksi lineaarisesta dynaamisesta analysoinnista on todettu, että tarpeeksi pieni aika-askel ($T/300$) takaa sen, että analyysimenetelmän valinta muuttuu lähes merkityksettömäksi (Gerasimidis ja Baniotopoulos 2011, s. 563). Tutkimuksessaan he vertailivat Newmarkin ja Hilbert-Hughes-Taylor-menetelmien eroja pilarinpoistossa riippuen aika-askeleen suuruudesta.

Yksiaukkoisen ristikon tapaustutkimuksen lineaarisia dynaamisia analyysejä tehdessä havaittiin, että vaimennuskertoimen muuttaminen 0 prosentista 0,3 prosenttiin aiheuttaa noin 1 % muutoksen maksimisiirtymissä. Lisäksi huomattiin, että ei ole eroa, vaikka ulkoisen kuorman asettamisnopeus olisi 1,0 sekuntia 0,1 sekunnin asemesta. Sama ilmiö toistui myös tasapainotusajan kanssa, jolla tarkoitetaan kuvissa 23a ja 23b aikaväliä t_2 . Tämä johtunee siitä, että kuorman asettaminen (t_1) ja tasapainotusaika (t_2) ovat suhteessa niin paljon isommat kuin rakenteen ominaisjaksonajat, ettei dynaamista efektiä ei juuri ilmene. Tasapainotusaikaa ja kuorman asettamisnopeutta enemmän vaikuttaa se, missä ajanjakson kohdassa sauvanpoisto tapahtuu. Rakenne värähtelee ennen sauvanpoistoa, jolloin rakenteen muodonmuutostila vaihtelee jo ennen voimien poistamishetkeä t_3 .

Taulukko 6. Dynaamisissa analyyseissä käytetyt mallintamisparametrit.

Analyysimenetelmä	Aika-askel, Δt (s)	Vaimennuskerroin (%)	Sauvan- tai pilarinpoistonopeus, t_3 (s)	Aika-integrointimenetelmä
Epälineaarinen dynaaminen	0,00001	0,0	0,001 ja 0,0075	Epälineaarinen implisiittinen Newmark
Lineaarinen dynaaminen	0,0001	0,3 sauvanpoistoissa ja 0,0 pilarinpoistossa	0,001 ja 0,0075	Lineaarinen implisiittinen Newmark

7.3 Epälineaariset ja lineaariset staattiset analyyysit

Kaikki diplomityön epälineaariset ja lineaariset staattiset analyyysit on suoritettu taulukon 7 parametrien mukaisesti. RFEM:n lineaarinen dynaaminen -työkalu pystyy analysoimaan dynamiikkaa vain geometrisesti lineaarisesti (pienet siirtymät), minkä takia myös staattiset laskennat tehtiin geometrisesti lineaarisesti (Dlubal 2020, s. 40). Geometrisesti lineaarisia staattisia laskentoja ei tarvitse laskea iteratiivisesti, mutta epälineaarisia analyysejä tarvitsee, koska kuormitushistoria vaikuttaa rakenteen lopulliseen muodonmuutostilaan (Dlubal 2019, s. 313). Laskettaessa edellä mainittuja analyysejä, täytyy askelmääriä olla riittävästi, jotta rakenteesta löytyy tasapaino (Dlubal 2019, s. 314). GSA:n ohjeistuksen mukaan vähimmäisaskelmäärä on kymmenen askelta – laskennoissa käytettiin 15 askelta (GSA 2016, s. 27). Suuria siirtymiä käytettäessä kuormat oli määritelty globaaleiksi pistekuormiksi, jolloin kuormat osoittavat koko ajan asetettuun globaaliin suuntaan eivätkä ne muuta suuntaa rakennneosien deformatiivissa (Dlubal 2019, s. 304).

Taulukko 7. Staattisissa analyyseissä käytetyt mallintamisparametrit.

Analyysimenetelmä	Laskentamenetelmä	Askelmäärät	Suurin iteraatiomäärä
Epälineaarinen staattinen	Suuret muodonmuutokset (engl. large deformations) Newton-Raphsonilla	15	Ei rajoitettu
Lineaarinen staattinen	Geometrisesti lineaarinen (engl. geometrically linear)	1	0

7.4 Yksiaukkoisen ristikon yläpaarteiden poisto

7.4.1 Rakennemalli

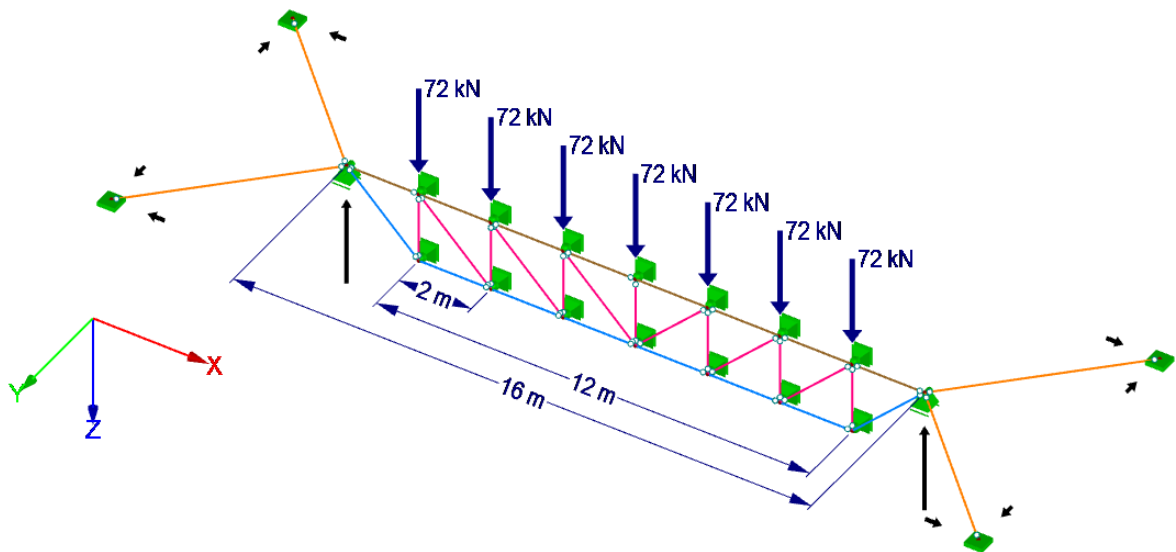
Mallinnettu yksiaukkoisen ristikko on tasoristikko, jota jäykistää sulakeosiksi suunnitellut putkipalkit (ks. kuva 25). Ristikon jänneväli on 16 metriä, ja korkeus on 2 metriä. Rakenteessa käytetyt profiilit on mitoitettu murtorajatilassa, jonka perusteella on määritetty käytettävät putkipalkkiprofiilit. Käytetyt profiilit ja suurimmat käyttöasteet murtorajatilassa ovat

- yläpaarre: 160x160x5 (74 %)
- alapaarre: 110x110x4 (92 %)

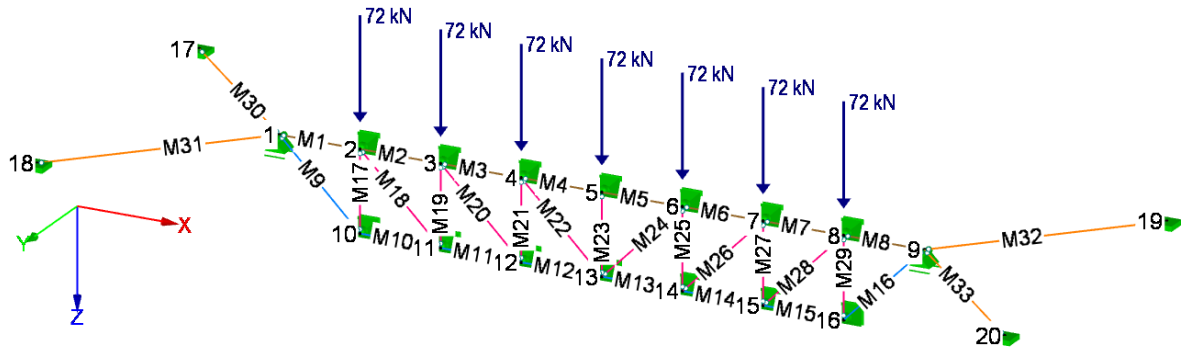
- uumasauvat: 80x80x4 (96 %)
- jäykisteet: 40x40x3 (35 %).

Kaikki sauvat on mallinnettu RFEM:n *beam*-elementteinä. Uumasauvojen M17-M29 (ks. kuva 26) molempiin päihin on sijoitettu nivelet globaalien X- ja Y-koordinaattien suhteen. Ylä- (M1-M8) ja alapaarteet (M9-M16) on mallinnettu siten, että jokaisen sauvan toinen pää on jäykkä ja toinen pää on nivelellinen globaalien Y-koordinaatin suhteen. Näin menetellen RFEM pystyy laskemaan ristikoita ristikkoanalogialla (ks. kappale 2.3), mikäli truss-elementtien käyttäminen ei onnistu. Ristikön tuet on mallinnettu nivelellisiksi globaalien Y-koordinaatin suhteen. Lisäksi molempiin ristikon tukiin on asetettu rullatuet globaalien X-koordinaatin suhteen, jolloin vaurioituneeseen ristikkoon muodostuva köysivoima tukeutuu kokonaisuudessaan katon jäykisteiden kautta ympäröiviin kattorakenteisiin. Tällä suunnittelu- ja mallintamistekniikalla voidaan välttää suuret vaakavoimat pilareiden päissä, jotka edellyttäisivät erittäin järeitä mastopilareita. Ristikko on kokonaisuudessaan tuettu globaalissa Y-suunnassa, jolloin se toimii tasoristikon tavoin.

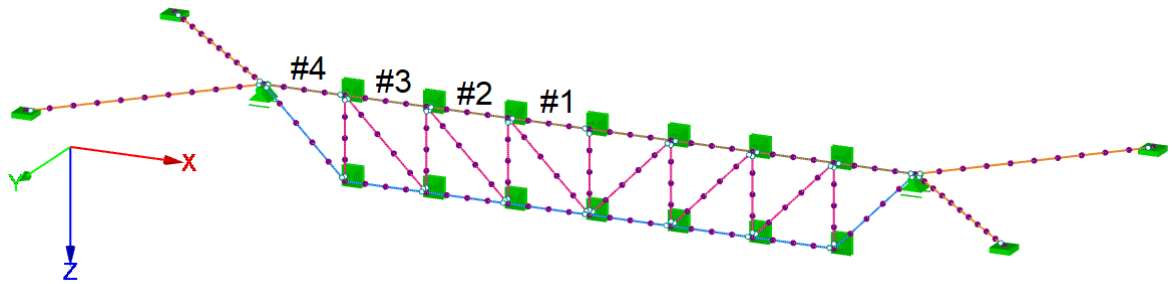
Dynaamisia analyysejä varten rakenneosat jaetaan elementteihin kuvan 27 mukaisesti. Kuvassa 27 näkyy myös numeroidut sauvanpoistotapahtumat. Rakenneosat jaetaan elementteiksi 0,5 metrin välein, jolloin elementtejä on rakenneosassa 4-10 riippuen sauvan pituudesta. Epälineaarisilla rakenneosilla elementtejä on vähintään 10 riippumatta sauvan pituudesta. Elementtijako vastaa RFEM:n oletusasetuksia. Elementtien lukumäärä vaikuttaa ainakin värähtelyanalyyysien ja dynaamisten sauvan- tai pilarinpoistoanalyyysien tulosten tarkkuuteen. Tässä työssä ei kuitenkaan oteta kantaa siihen, kuinka paljon elementtien lukumäärä vaikuttaa tulosten tarkkuuteen.



Kuva 25. Lineaarisissa ja epälineaarisissa tarkasteluissa käytettävä rakennemalli ja murto-rajatilan kuormat. Onnettomuusrajatilassa kuormat ovat suuruudeltaan 42 kN. Kuvaan on lisäksi merkitty mustilla nuolilla ulkoisista kuormista aiheutuvat reaktiovoimat.



Kuva 26. Rakennemallin solmupisteiden ja rakenneosien numerointi. Rakenneosien numeron edessä on "M"-kirjain, ja kunkin solmupisteen numero on solmupisteen vasemmalla puolella. Näitä numerointoja käytetään tämän kappaleen laskelmissa.

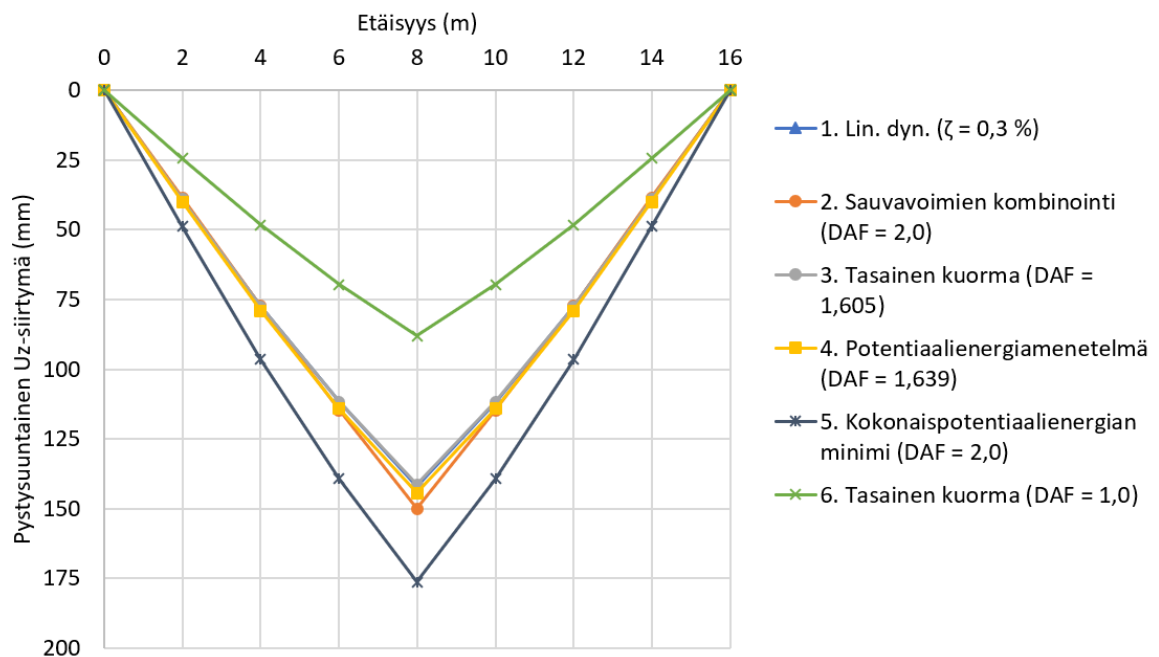


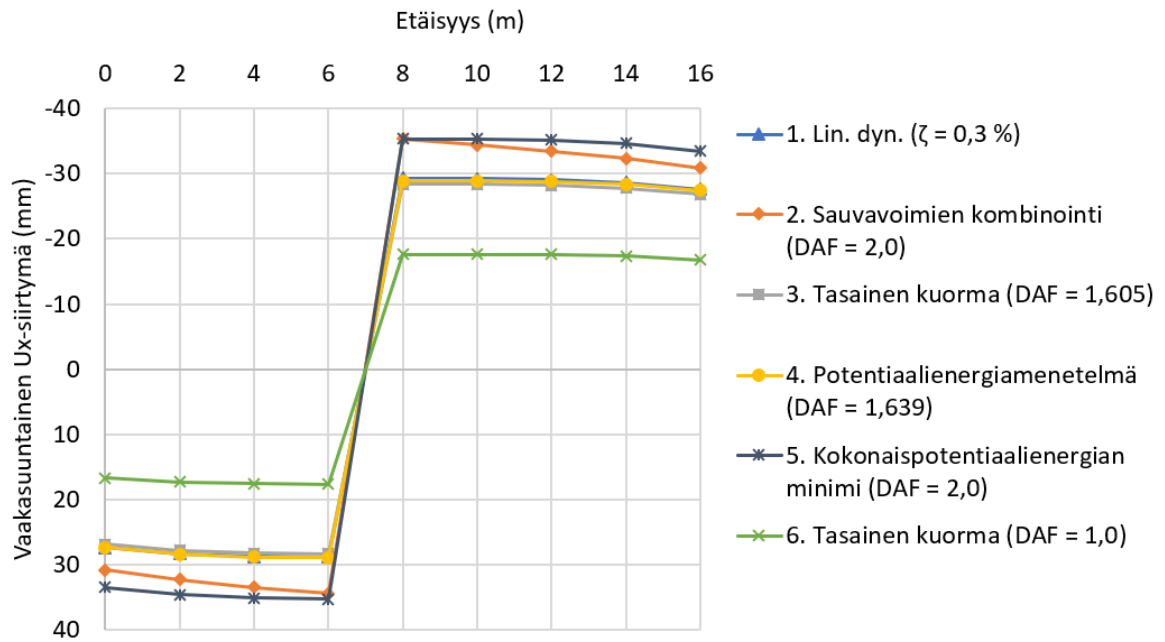
Kuva 27. Rakennemallissa käytetty elementtijako dynaamisia analyysejä varten. Kuvaan on merkitty myös suoritettavat sauvanpoistojen numerot 1-4.

7.4.2 Lineaariset tarkastelut

7.4.2.1 Sauvanpoisto #1

(a): Yläpaarteen solmupisteet 1-9,
Uz-siirtymät



(b): Yläpaarteen solmupisteet 1-9, U_x-siirtymät

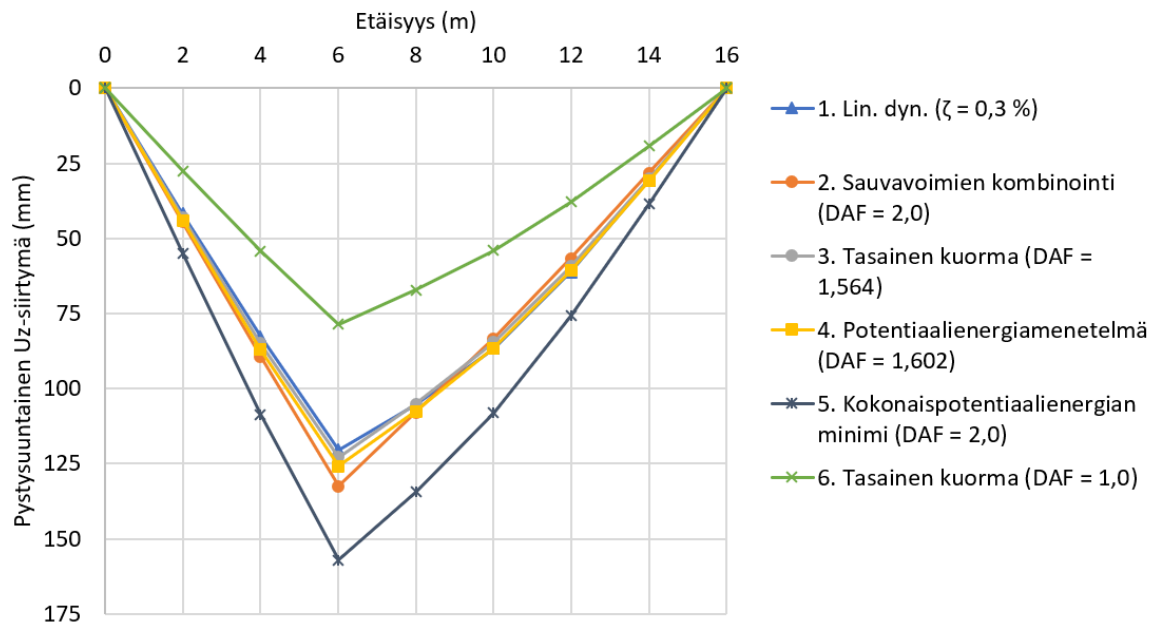
Kuva 28. Rakenteen pystysuuntaiset (a) ja vaakasuuntaiset (b) siirtymät.

Taulukko 8. Rakenteessa esiintyvät aksiaalivoimat.

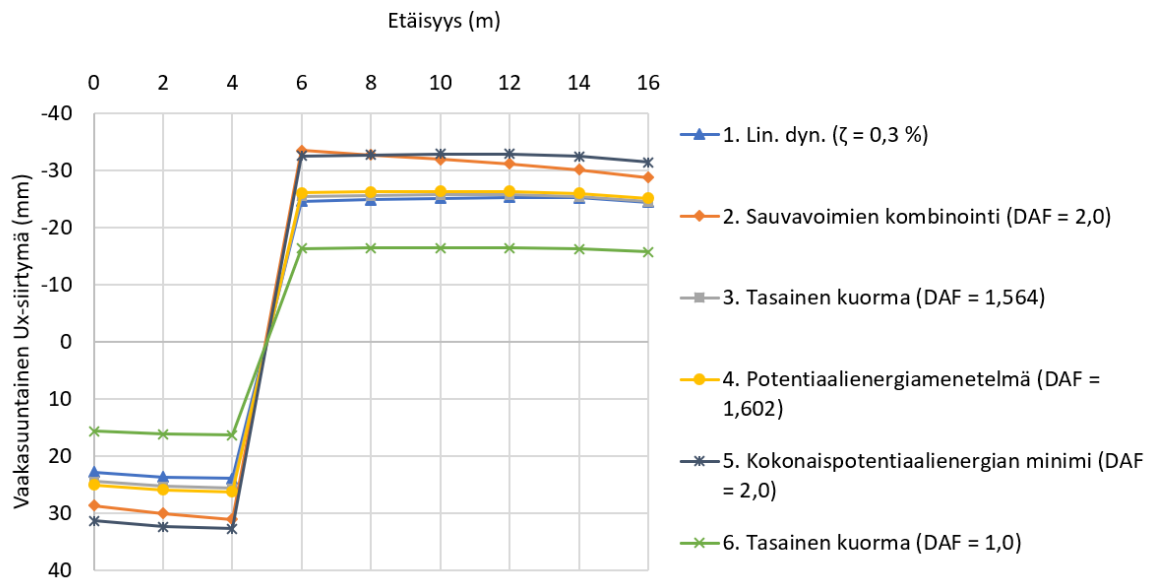
	Sauvanumero	1. Lin. Dyn. $\zeta = 0,3 \%$	2. Sauvavoimien kombinointi DAF = 2,0		3. Tasainen kuorma DAF = 1,605		4. Potentiaalienergiamenetelmä DAF = 1,639		5. Kok.pot.energian minimi DAF 2,0		6. Tasainen kuorma DAF = 1,0	
		Voima (kN)	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF
Yläpaarre 1-8	1	318	472	0,67	303	1,05	310	1,03	378	0,84	189	1,68
	2	143	367	0,39	135	1,06	138	1,04	168	0,85	84	1,70
	3	42	304	0,14	34	1,25	34	1,22	42	1,00	21	2,01
	4	0	-283	-	0	-	0	-	0	-	0	-
	5	13	283	0,05	0	-	0	-	0	-	0	-
	6	47	304	0,15	34	1,38	34	1,36	42	1,11	21	2,22
	7	154	367	0,42	135	1,14	138	1,12	168	0,92	84	1,84
	8	339	472	0,72	303	1,12	310	1,09	378	0,90	189	1,79
Alapaarre 9-16	9	321	208	1,55	334	0,96	341	0,94	416	0,77	208	1,55
	10	223	147	1,52	236	0,95	241	0,93	294	0,76	147	1,52
	11	385	252	1,53	404	0,95	413	0,93	504	0,76	252	1,53
	12	472	315	1,50	506	0,93	516	0,91	630	0,75	315	1,50
	13	486	315	1,54	506	0,96	516	0,94	630	0,77	315	1,54
	14	390	252	1,55	404	0,96	413	0,94	504	0,77	252	1,55
	15	212	147	1,44	236	0,90	241	0,88	294	0,72	147	1,44
	16	299	208	1,44	334	0,90	341	0,88	416	0,72	208	1,44
Uumasauvat 17-29	17	-209	-147	1,42	-236	0,89	-241	0,87	-294	0,71	-147	1,42
	18	234	148	1,58	238	0,98	243	0,96	297	0,79	148	1,58
	19	-137	-105	1,31	-169	0,81	-172	0,80	-210	0,65	-105	1,31
	20	131	89	1,46	143	0,91	146	0,89	178	0,73	89	1,46
	21	-89	-63	1,41	-101	0,88	-103	0,86	-126	0,71	-63	1,41
	22	50	30	1,69	48	1,06	49	1,03	59	0,85	30	1,69
	23	-61	-42	1,46	-67	0,91	-69	0,89	-84	0,73	-42	1,46
	24	31	30	1,04	48	0,65	49	0,64	59	0,52	30	1,04
	25	-90	-63	1,43	-101	0,89	-103	0,87	-126	0,71	-63	1,43
	26	136	89	1,53	143	0,95	146	0,93	178	0,77	89	1,53
	27	-143	-105	1,36	-169	0,85	-172	0,83	-210	0,68	-105	1,36
	28	247	148	1,66	238	1,04	243	1,01	297	0,83	148	1,66
	29	-196	-147	1,33	-236	0,83	-241	0,81	-294	0,67	-147	1,33
Jäykisteet 30-33	30	339	438	0,77	381	0,89	389	0,87	475	0,71	238	1,43
	31	389	438	0,89	381	1,02	389	1,00	475	0,82	238	1,64
	32	392	438	0,90	381	1,03	389	1,01	475	0,83	238	1,65
	33	392	438	0,90	381	1,03	389	1,01	475	0,83	238	1,65

7.4.2.2 Sauvanpoisto #2

(a): Yläpaarteen solmupisteet 1-9,
Uz-siirtymät



(b): Yläpaarteen solmupisteet 1-9, Ux-siirtymät

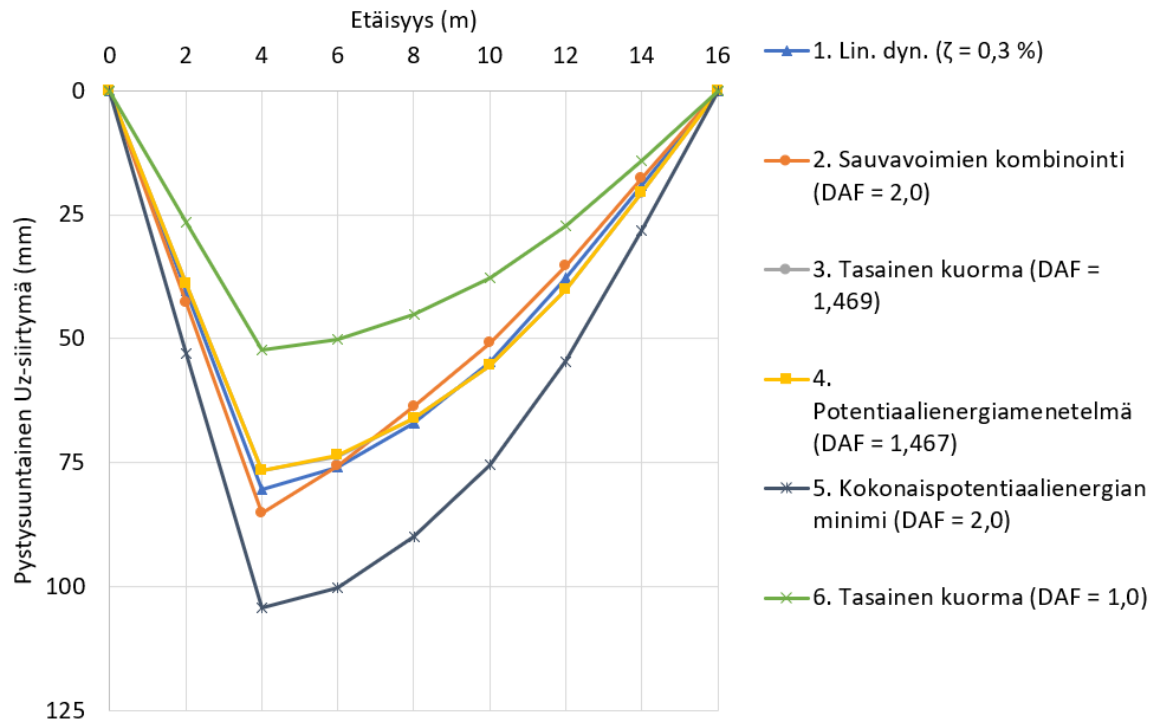


Kuva 29. Rakenteen pystysuuntaiset (a) ja vaakasuuntaiset (b) siirtymät.

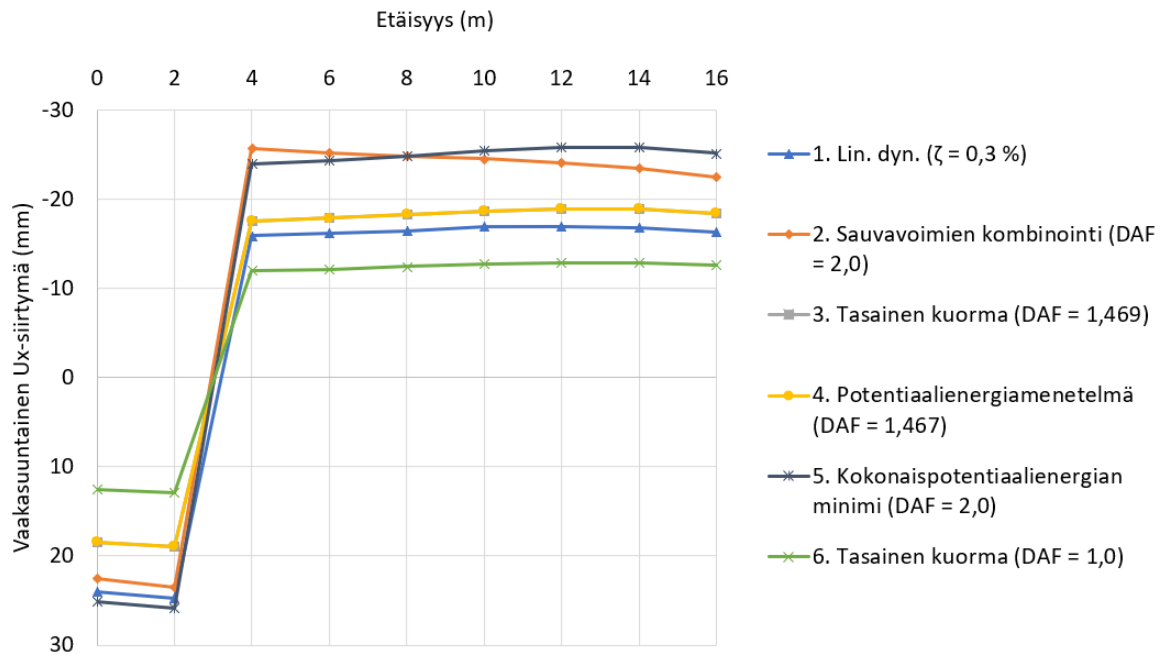
Taulukko 9. Rakenteessa esiintyvät aksiaalivoimat

	1. Lin. Dyn. ζ = 0,3 %	2. Sauvavoimien kombinointi DAF = 2,0		3. Tasainen kuorma DAF = 1,564		4. Potentiaalienergiamenetelmä DAF = 1,602		5. Kok.pot.energian minimi DAF 2,0		6. Tasainen kuorma DAF = 1,0		
	Sauvanumero	Voima (kN)	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF
Yläpaarre 1-8	1	254	430	0,59	263	0,97	269	0,94	336	0,76	168	1,51
	2	107	325	0,33	99	1,08	101	1,06	126	0,85	63	1,70
	3	0	-262	0,00	0	-	0	-	0	-	0	-
	4	-82	241	-	-33	2,49	-34	2,43	-42	1,95	-21	3,90
	5	-82	241	-0,34	-33	2,50	-34	2,44	-42	1,95	-21	3,91
	6	-84	262	-0,32	0	-	0	-	0	-	0	-
	7	43	325	0,13	99	0,44	101	0,43	126	0,34	63	0,68
	8	251	430	0,58	263	0,96	269	0,93	336	0,75	168	1,49
Alapaarre 9-16	9	305	208	1,47	325	0,94	333	0,92	416	0,73	208	1,47
	10	223	147	1,52	230	0,97	235	0,95	294	0,76	147	1,52
	11	392	252	1,55	394	0,99	404	0,97	504	0,78	252	1,55
	12	511	315	1,62	493	1,04	505	1,01	630	0,81	315	1,62
	13	599	315	1,90	493	1,21	505	1,19	630	0,95	315	1,90
	14	469	252	1,86	394	1,19	404	1,16	504	0,93	252	1,86
	15	248	147	1,69	230	1,08	235	1,05	294	0,85	147	1,69
	16	346	208	1,66	325	1,06	333	1,04	416	0,83	208	1,66
Uumasauvat 17-29	17	-223	-147	1,51	-230	0,97	-235	0,95	-294	0,76	-147	1,51
	18	226	148	1,52	232	0,97	238	0,95	297	0,76	148	1,52
	19	-173	-105	1,65	-164	1,06	-168	1,03	-210	0,83	-105	1,65
	20	159	89	1,78	139	1,14	143	1,11	178	0,89	89	1,78
	21	-127	-63	2,02	-99	1,29	-101	1,26	-126	1,01	-63	2,02
	22	114	30	3,83	46	2,45	48	2,39	59	1,92	30	3,83
	23	-72	-42	1,71	-66	1,10	-67	1,07	-84	0,86	-42	1,71
	24	6	30	0,19	46	0,12	48	0,12	59	0,10	30	0,19
	25	-102	-63	1,61	-99	1,03	-101	1,01	-126	0,81	-63	1,61
	26	185	89	2,08	139	1,33	143	1,30	178	1,04	89	2,08
	27	-180	-105	1,72	-164	1,10	-168	1,07	-210	0,86	-105	1,72
	28	305	148	2,05	232	1,31	238	1,28	297	1,03	148	2,05
	29	-230	-147	1,56	-230	1,00	-235	0,98	-294	0,78	-147	1,56
Jäykisteet 30-33	30	326	408	0,80	348	0,94	357	0,91	445	0,73	223	1,46
	31	326	408	0,80	348	0,94	357	0,91	445	0,73	223	1,46
	32	348	408	0,85	348	1,00	357	0,97	445	0,78	223	1,56
	33	348	408	0,85	348	1,00	357	0,97	445	0,78	223	1,56

7.4.2.3 Sauvanpoisto #3

(a): Yläpaarteen solmupisteet 1-9,
Uz-siirtymät

(b): Yläpaarteen solmupisteet 1-9, Ux-siirtymät



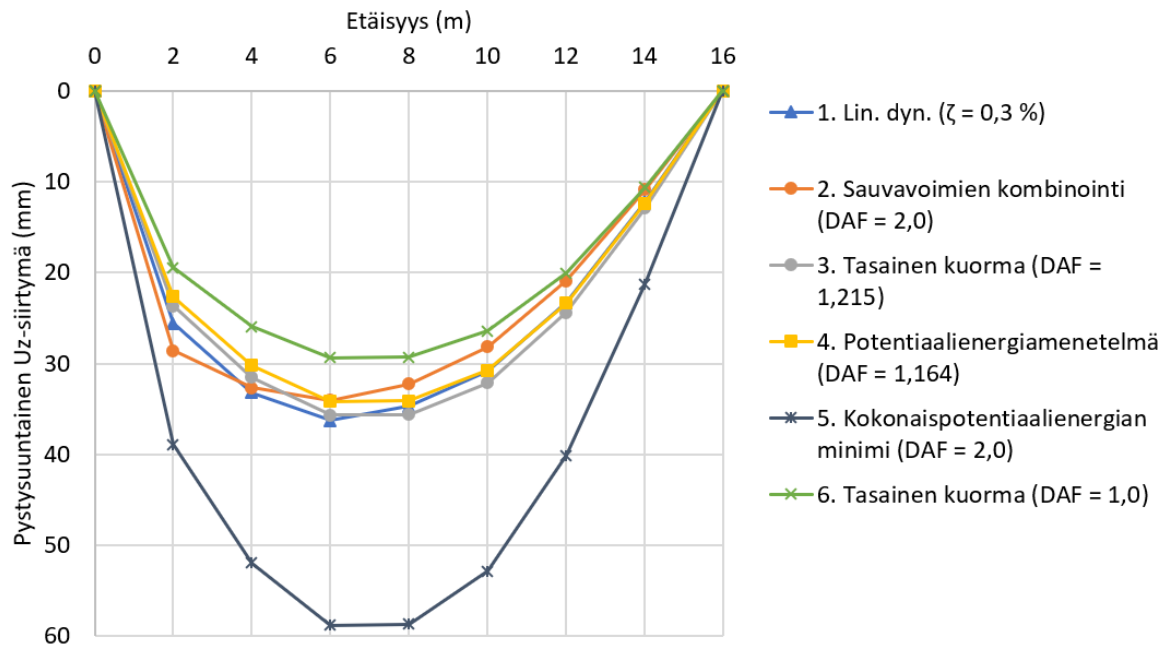
Kuva 30. Rakenteen pystysuuntaiset (a) ja vaakasuuntaiset (b) siirtymät.

Taulukko 10. Rakenteessa esiintyvät aksiaalivoimat.

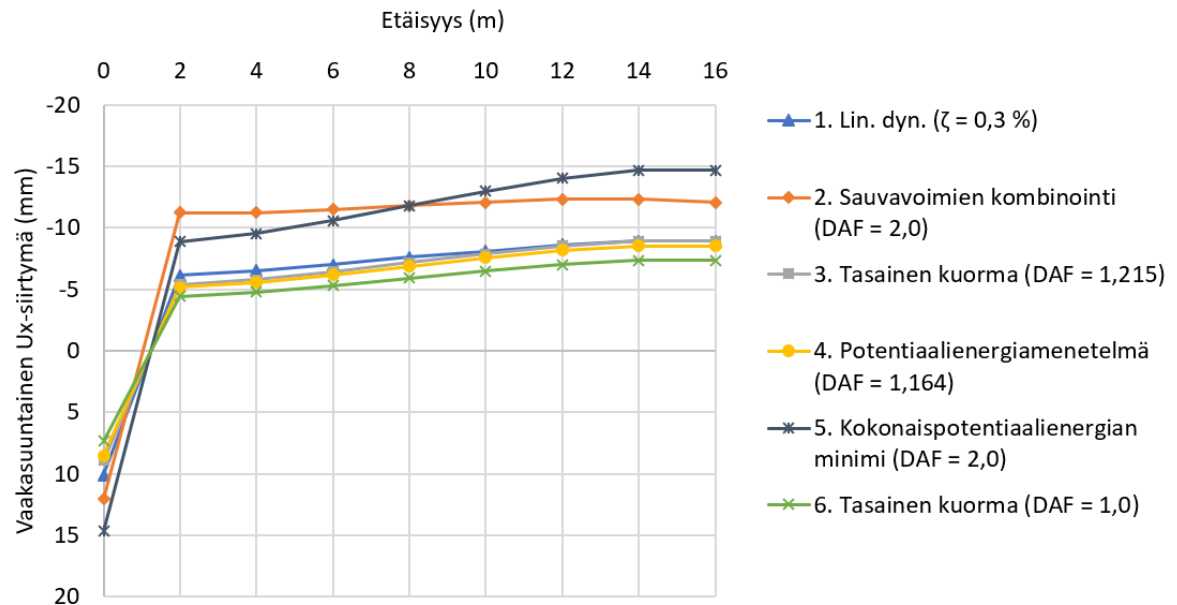
	Sauvanumero	1. Lin. Dyn. ζ = 0,3 %	2. Sauvavoimien kombinointi DAF = 2,0	3. Tasainen kuorma DAF = 1,469	4. Potentiaalienergiamenetelmä DAF = 1,467	5. Kok.pot.energian minimi DAF 2,0	6. Tasainen kuorma DAF = 1,0					
		Voima (kN)	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF				
Yläpaarre 1-8	1	209	304	0,69	154	1,35	154	1,35	210	0,99	105	1,99
	2	0	-199	-	0	-	0	-	0	-	0	-
	3	-84	136	-0,62	-93	0,91	-92	0,91	-126	0,67	-63	1,34
	4	-109	115	-0,95	-123	0,89	-123	0,89	-168	0,65	-84	1,30
	5	-105	115	-0,91	-123	0,85	-123	0,85	-168	0,63	-84	1,25
	6	-51	136	-0,37	-93	0,55	-92	0,55	-126	0,40	-63	0,81
	7	63	199	0,32	0	-	0	-	0	-	0	-
	8	177	304	0,58	154	1,14	154	1,15	210	0,84	105	1,68
Alapaarre 9-16	9	285	208	1,37	305	0,93	305	0,94	416	0,69	208	1,37
	10	183	147	1,25	216	0,85	216	0,85	294	0,62	147	1,25
	11	329	252	1,31	370	0,89	370	0,89	504	0,65	252	1,31
	12	420	315	1,33	463	0,91	462	0,91	630	0,67	315	1,33
	13	406	315	1,29	463	0,88	462	0,88	630	0,64	315	1,29
	14	288	252	1,14	370	0,78	370	0,78	504	0,57	252	1,14
	15	164	147	1,12	216	0,76	216	0,76	294	0,56	147	1,12
	16	236	208	1,13	305	0,77	305	0,77	416	0,57	208	1,13
Uumasauvat 17-29	17	-194	-147	1,32	-216	0,90	-216	0,90	-294	0,66	-147	1,32
	18	222	148	1,50	218	1,02	218	1,02	297	0,75	148	1,50
	19	-143	-105	1,37	-154	0,93	-154	0,93	-210	0,68	-105	1,37
	20	128	89	1,44	131	0,98	131	0,98	178	0,72	89	1,44
	21	-84	-63	1,33	-93	0,90	-92	0,90	-126	0,66	-63	1,33
	22	47	30	1,57	44	1,07	44	1,07	59	0,78	30	1,57
	23	-64	-42	1,52	-62	1,03	-62	1,03	-84	0,76	-42	1,52
	24	75	30	2,54	44	1,73	44	1,73	59	1,27	30	2,54
	25	-116	-63	1,83	-93	1,25	-92	1,25	-126	0,92	-63	1,83
	26	170	89	1,90	131	1,30	131	1,30	178	0,95	89	1,90
	27	-145	-105	1,38	-154	0,94	-154	0,94	-210	0,69	-105	1,38
	28	181	148	1,22	218	0,83	218	0,83	297	0,61	148	1,22
	29	-170	-147	1,15	-216	0,79	-216	0,79	-294	0,58	-147	1,15
Jäykisteet 30-33	30	340	319	1,07	262	1,30	261	1,30	356	0,95	178	1,91
	31	340	319	1,07	262	1,30	261	1,30	356	0,95	178	1,91
	32	231	319	0,72	262	0,88	261	0,88	356	0,65	178	1,29
	33	231	319	0,72	262	0,88	261	0,88	356	0,65	178	1,29

7.4.2.4 Sauvanpoisto #4

(a): Yläpaarteen solmupisteet 1-9,
Uz-siirtymät



(b): Yläpaarteen solmupisteet 1-9, Ux-siirtymät



Kuva 31. Rakenteen pystysuuntaiset (a) ja vaakasuuntaiset (b) siirtymät.

Taulukko 11. Rakenteessa esiintyvät aksiaalivoimat.

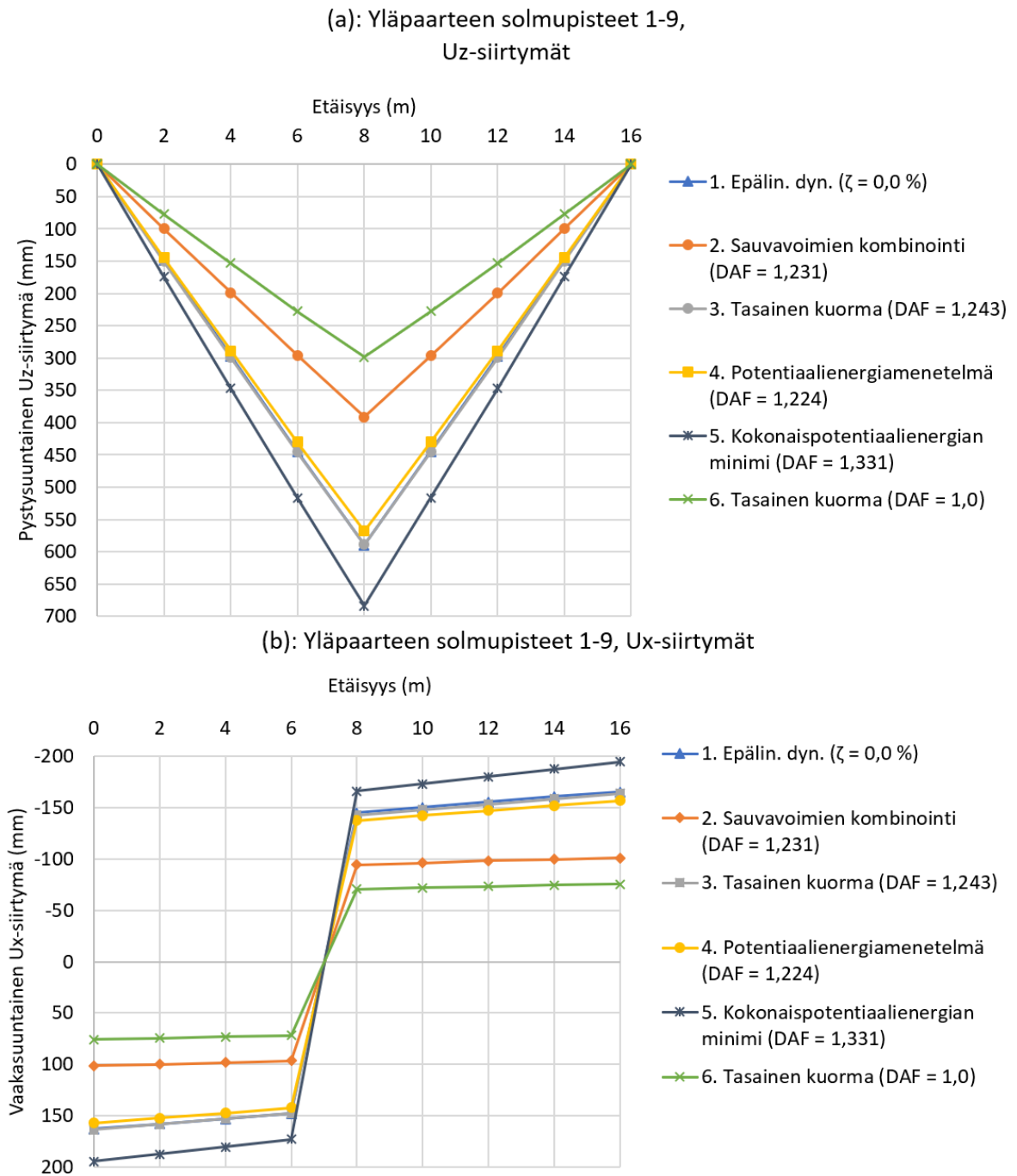
		1. Lin. Dyn.	2. Sauvavoimien kombinointi	3. Tasainen kuorma		4. Potentiaalienergiamenetelmä		5. Kok.pot.energian minimi		6. Tasainen kuorma		
		$\zeta = 0,3 \%$	DAF = 2,0		DAF = 1,215		DAF = 1,164		DAF 2,0		DAF = 1,0	
Yläpaarre 1-8	Sauvanumero	Voima (kN)	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF
	1	0	-94	-	0	-	0	-	0	-	0	-
	2	-125	-11	11,59	-128	0,98	-122	1,02	-210	0,59	-105	1,19
	3	-184	-74	2,49	-204	0,90	-196	0,94	-336	0,55	-168	1,09
	4	-176	-95	1,86	-230	0,77	-220	0,80	-378	0,47	-189	0,93
	5	-178	-95	1,88	-230	0,78	-220	0,81	-378	0,47	-189	0,94
	6	-156	-74	2,11	-204	0,76	-196	0,80	-336	0,46	-168	0,93
	7	-97	-11	9,04	-128	0,76	-122	0,80	-210	0,46	-105	0,93
	8	20	94	0,21	0	-	0	-	0	-	0	-
Alapaarre 9-16												
	9	282	208	1,35	253	1,11	242	1,16	416	0,68	208	1,35
	10	203	147	1,38	179	1,13	171	1,18	294	0,69	147	1,38
	11	339	252	1,35	306	1,11	293	1,16	504	0,67	252	1,35
	12	405	315	1,29	383	1,06	367	1,10	630	0,64	315	1,29
	13	360	315	1,14	383	0,94	367	0,98	630	0,57	315	1,14
	14	287	252	1,14	306	0,94	293	0,98	504	0,57	252	1,14
	15	162	147	1,10	179	0,90	171	0,94	294	0,55	147	1,10
	16	224	208	1,08	253	0,89	242	0,93	416	0,54	208	1,08
Uumasauvat 17-29												
	17	-188	-147	1,28	-179	1,05	-171	1,10	-294	0,64	-147	1,28
	18	191	148	1,28	180	1,06	173	1,10	297	0,64	148	1,28
	19	-129	-105	1,23	-128	1,01	-122	1,06	-210	0,62	-105	1,23
	20	100	89	1,12	108	0,92	104	0,96	178	0,56	89	1,12
	21	-60	-63	0,95	-77	0,78	-73	0,81	-126	0,47	-63	0,95
	22	-3	30	-0,11	36	-0,09	35	-0,09	59	-0,05	30	-0,11
	23	-35	-42	0,83	-51	0,69	-49	0,72	-84	0,42	-42	0,83
	24	42	30	1,42	36	1,17	35	1,22	59	0,71	30	1,42
	25	-66	-63	1,05	-77	0,86	-73	0,90	-126	0,52	-63	1,05
	26	92	89	1,04	108	0,85	104	0,89	178	0,52	89	1,04
	27	-114	-105	1,08	-128	0,89	-122	0,93	-210	0,54	-105	1,08
	28	170	148	1,15	180	0,94	173	0,98	297	0,57	148	1,15
29	-158	-147	1,08	-179	0,89	-171	0,93	-294	0,54	-147	1,08	
Jäykisteet 30-33												
	30	144	171	0,84	126	1,14	121	1,19	208	0,69	104	1,38
	31	144	171	0,84	126	1,14	121	1,19	208	0,69	104	1,38
	32	126	171	0,74	126	1,00	121	1,04	208	0,61	104	1,21
	33	126	171	0,74	126	1,00	121	1,04	208	0,61	104	1,21

7.4.3 Epälineaariset tarkastelut

7.4.3.1 Sauvanzoisto #1

Taulukko 12. Plastisoituneiden rakenneosien venymät eri menetelmiä käytettäessä.

Menetelmä	Dynaaminen kerroin (-)	Rakenneosa	Venymä (%)
1. Epälin. dyn.	-	32-33 ja 30-31	2,44 ja 2,40
2. Sauvavoimien kombinointi	1,231	30-33	3,36
3. Tasainen kuorma	1,243	30-33	2,01
4. Potentiaalienergiamenetelmä	1,224	30-33	1,93
5. Kokonaispotentiaalienergian minimi	1,331	30-33	2,39
6. Tasainen kuorma	1,0	30-33	0,94



Kuva 32. Rakenteen pystysuuntaiset (a) ja vaakasuuntaiset (b) siirtymät.

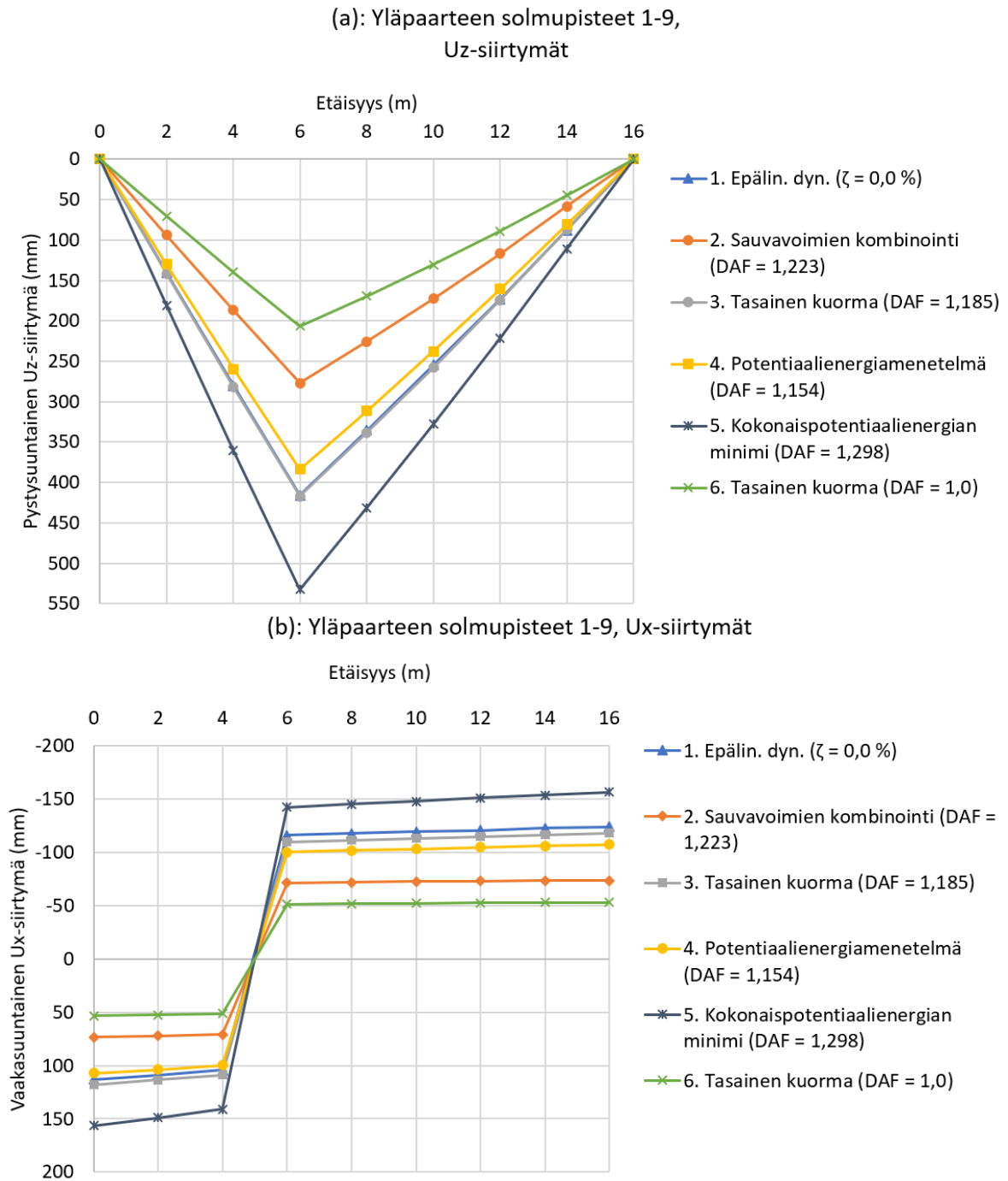
Taulukko 13. Rakenteessa esiintyvät aksiaalivoimat.

		1. Epälin. Dyn. 1. Sauvavoimien kombinoit		3. Tasainen kuorma		4. Potentiaalienergiamenetelmä		5. Kok.pot.energian minimi		6. Tasainen kuorma		
		ζ = 0,0 %	DAF = 1,231	DAF = 1,243	DAF = 1,224	DAF = 1,331	DAF = 1,0					
	Sauvanumero	Voima (kN)	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF
Yläpaarre 1-8	1	252	222	1,13	176	1,43	175	1,44	182	1,39	162	1,56
	2	140	133	1,05	66	2,12	66	2,12	66	2,12	66	2,12
	3	56	86	0,66	7	7,84	8	7,44	5	10,44	12	4,59
	4	0	-282	-	0	-	0	-	0	-	0	-
	5	12	65	0,19	4	3,21	4	3,38	5	2,58	1	8,06
	6	58	74	0,79	10	5,85	10	5,71	9	6,58	13	4,35
	7	182	125	1,46	68	2,69	68	2,69	68	2,67	67	2,73
	8	266	219	1,22	177	1,50	176	1,51	183	1,46	162	1,64
Alapaarre 9-16	9	147	186	0,79	224	0,65	222	0,66	236	0,62	192	0,76
	10	126	131	0,96	159	0,79	157	0,80	167	0,75	136	0,93
	11	216	220	0,98	265	0,82	262	0,82	278	0,78	230	0,94
	12	268	267	1,00	320	0,84	317	0,85	334	0,80	282	0,95
	13	258	280	0,92	317	0,81	315	0,82	330	0,78	281	0,92
	14	208	229	0,91	263	0,79	261	0,80	275	0,75	229	0,91
	15	125	135	0,92	158	0,79	156	0,80	166	0,76	136	0,92
	16	167	192	0,87	223	0,75	221	0,75	234	0,71	192	0,87
Uumasauvat 17-29	17	-97	-131	0,74	-159	0,61	-157	0,62	-167	0,58	-136	0,72
	18	123	126	0,98	151	0,82	149	0,83	157	0,79	133	0,93
	19	-108	-90	1,20	-107	1,01	-106	1,02	-111	0,97	-94	1,14
	20	108	67	1,63	78	1,39	77	1,40	79	1,37	74	1,46
	21	-75	-48	1,57	-55	1,35	-55	1,35	-56	1,33	-53	1,42
	22	49	30	1,66	5	10,27	6	8,77	1	50,34	15	3,25
	23	-74	-26	2,79	-52	1,41	-51	1,43	-56	1,32	-42	1,75
	24	23	13	1,78	3	6,57	4	5,22	-1	-32,31	15	1,55
	25	-90	-52	1,75	-55	1,66	-54	1,66	-55	1,64	-52	1,73
	26	122	72	1,69	76	1,60	76	1,60	77	1,58	73	1,66
	27	-96	-94	1,03	-106	0,91	-105	0,91	-110	0,87	-94	1,02
	28	128	132	0,97	149	0,86	148	0,86	155	0,82	132	0,97
	29	-112	-135	0,83	-158	0,71	-156	0,72	-165	0,68	-135	0,83
Jäykisteet 30-33	30	231	248	0,93	224	1,03	222	1,04	230	1,00	205	1,13
	31	231	248	0,93	224	1,03	222	1,04	230	1,00	205	1,13
	32	231	248	0,94	224	1,04	222	1,04	230	1,01	205	1,13
	33	231	248	0,94	224	1,04	222	1,04	230	1,01	205	1,13

7.4.3.2 Sauvanpoisto #2

Taulukko 14. Plastisoituneiden rakenneosien venymät eri menetelmiä käytettäessä.

Menetelmä	Dynaaminen kerroin (-)	Rakenneosa	Venymä (%)
1. Epälin. dyn.	-	32-33 ja 30-31	1,62 ja 1,55
2. Sauvavoimien kombinoit	1,223	30-33	3,02
3. Tasainen kuorma	1,185	30-33	1,46
4. Potentiaalienergiamenetelmä	1,154	30-33	1,33
5. Kokonaispotentiaalienergian minimi	1,298	30-33	1,93
6. Tasainen kuorma	1,0	30-33	0,66



Kuva 33. Rakenteen pystysuuntaiset (a) ja vaakasuuntaiset (b) siirtymät.

Taulukko 15. Rakenteessa esiintyvät aksiaalivoimat.

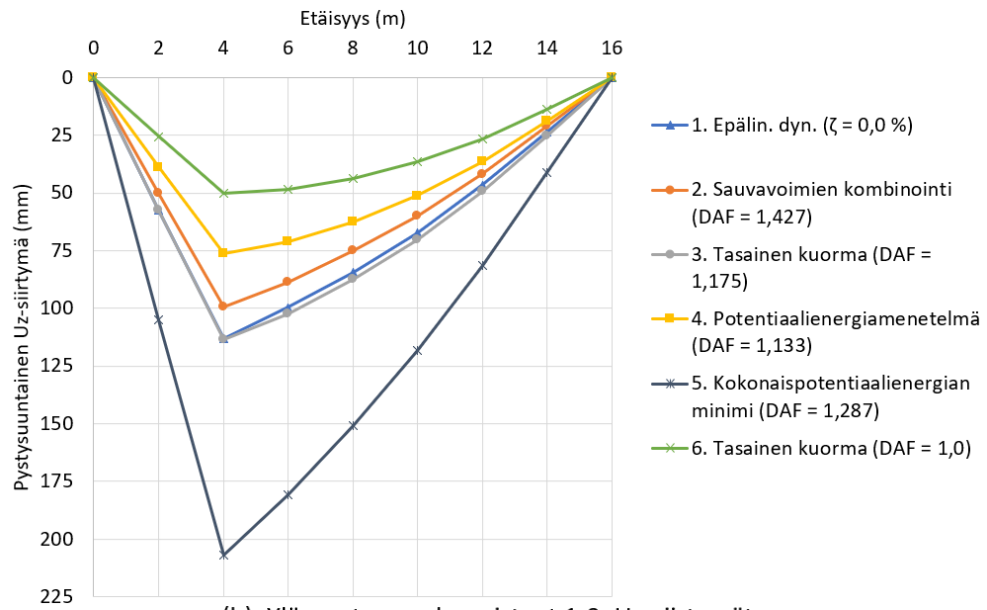
		1. Epälin. Dyn. 1. Sauvavoimien kombinointi		3. Tasainen kuorma		4. Potentiaalienergiamenetelmä		5. Kok.pot.energian minimi		6. Tasainen kuorma		
		ζ = 0,0 %	DAF = 1,223	DAF	DAF = 1,185	DAF	DAF = 1,154	DAF	DAF = 1,298	DAF	DAF = 1,0	
Yläpaarre 1-8	Sauvanumero	Voima (kN)	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF
	1	202	211	0,96	165	1,23	163	1,24	173	1,17	152	1,33
	2	112	120	0,93	58	1,93	57	1,95	60	1,88	55	2,02
	3	0	-261	-	0	-	0	-	0	-	0	-
	4	27	31	0,87	-36	-0,75	-34	-0,79	-42	-0,64	-26	-1,04
	5	43	31	1,39	-34	-1,27	-33	-1,33	-39	-1,10	-25	-1,72
	6	52	46	1,11	-21	-2,50	-19	-2,76	-27	-1,88	-9	-5,58
	7	55	104	0,53	42	1,29	43	1,26	38	1,42	48	1,13
	8	138	203	0,68	154	0,90	153	0,90	158	0,87	148	0,94
Alapaarre 9-16												
	9	164	188	0,87	217	0,76	213	0,77	230	0,71	194	0,85
	10	125	133	0,94	153	0,81	151	0,83	163	0,76	137	0,91
	11	190	224	0,85	257	0,74	253	0,75	271	0,70	233	0,82
	12	240	286	0,84	304	0,79	300	0,80	315	0,76	284	0,85
	13	254	298	0,85	330	0,77	324	0,78	351	0,72	295	0,86
	14	271	241	1,13	270	1,01	264	1,03	288	0,94	239	1,14
	15	199	141	1,40	160	1,24	156	1,27	171	1,16	140	1,42
	16	251	200	1,26	226	1,11	221	1,14	242	1,04	198	1,27
Uumasauvat 17-29												
	17	-121	-133	0,91	-153	0,79	-151	0,80	-163	0,74	-137	0,88
	18	118	129	0,92	147	0,80	145	0,81	154	0,77	135	0,87
	19	-111	-91	1,22	-104	1,07	-103	1,08	-109	1,02	-96	1,16
	20	113	88	1,29	77	1,47	77	1,48	77	1,46	76	1,49
	21	-75	-61	1,23	-88	0,86	-84	0,89	-99	0,75	-69	1,09
	22	13	38	0,34	54	0,24	51	0,25	64	0,20	38	0,34
	23	-13	-43	0,30	-50	0,26	-48	0,27	-54	0,24	-42	0,31
	24	17	21	0,79	16	1,04	17	0,99	13	1,31	21	0,79
	25	-10	-58	0,18	-61	0,17	-60	0,17	-64	0,16	-57	0,18
	26	-22	81	-0,28	86	-0,26	85	-0,26	89	-0,25	80	-0,28
	27	-60	-100	0,60	-110	0,54	-108	0,55	-117	0,51	-99	0,60
	28	111	141	0,79	156	0,71	153	0,72	165	0,67	139	0,80
29	-169	-141	1,19	-160	1,06	-156	1,08	-171	0,98	-140	1,20	
Jäykisteet 30-33												
	30	216	242	0,89	214	1,01	212	1,02	222	0,97	200	1,08
	31	216	242	0,89	214	1,01	212	1,02	222	0,97	200	1,08
	32	217	242	0,90	214	1,02	212	1,03	222	0,98	200	1,09
	33	217	242	0,90	214	1,02	212	1,03	222	0,98	200	1,09

7.4.3.3 Sauvanpoisto #3

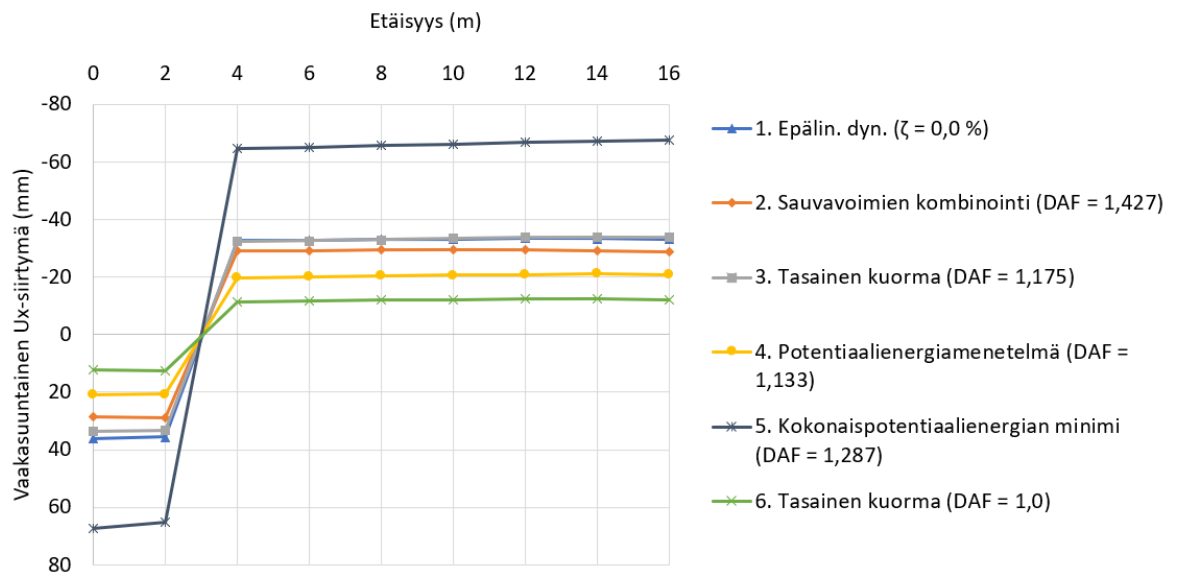
Taulukko 16. Plastisoituneiden rakenneosien venymät eri menetelmiä käytettäessä.

Menetelmä	Dynaaminen kerroin (-)	Rakenneosa	Venymä (%)
1. Epälin. dyn.	-	32-33 ja 30-31	0,58 ja 0,52
2. Sauvavoimien kombinointi	1,427	30-33	2,47
3. Tasainen kuorma	1,175	30-33	0,42
4. Potentiaalienergiamenetelmä	1,133	30-33	0,26
5. Kokonaispotentiaalienergian minimi	1,287	30-33	0,84
6. Tasainen kuorma	1,0	30-33	Lineaarisella alueella

(a): Yläpaarteen solmupisteet 1-9,
Uz-siirtymät



(b): Yläpaarteen solmupisteet 1-9, Ux-siirtymät



Kuva 34. Rakenteen pystysuuntaiset (a) ja vaakasuuntaiset (b) siirtymät.

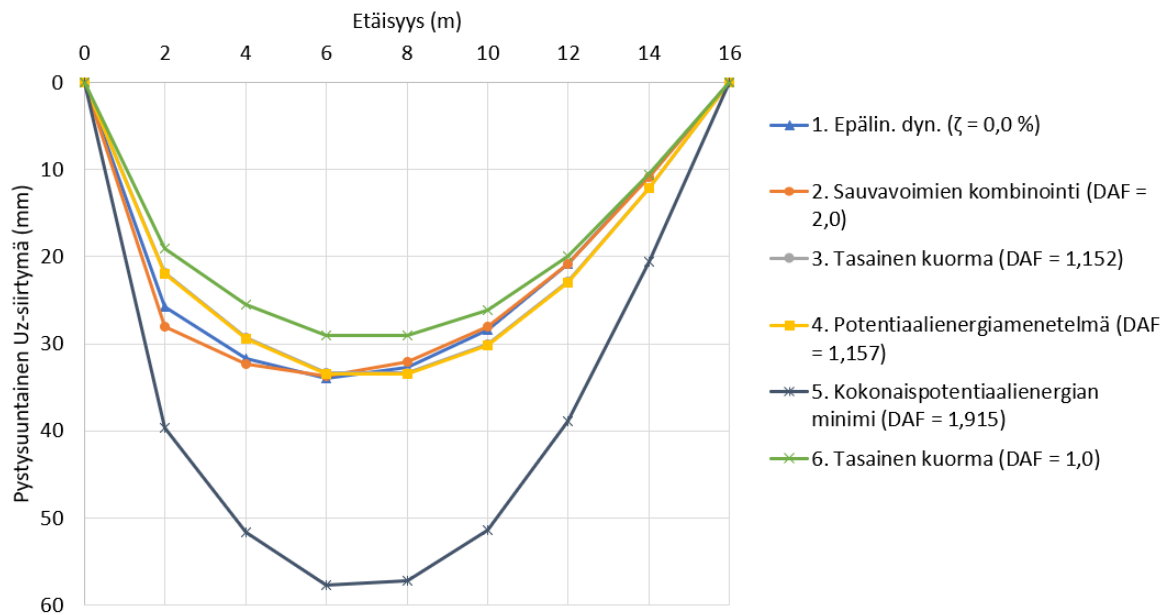
Taulukko 17. Rakenteessa esiintyvät aksiaalivoimat.

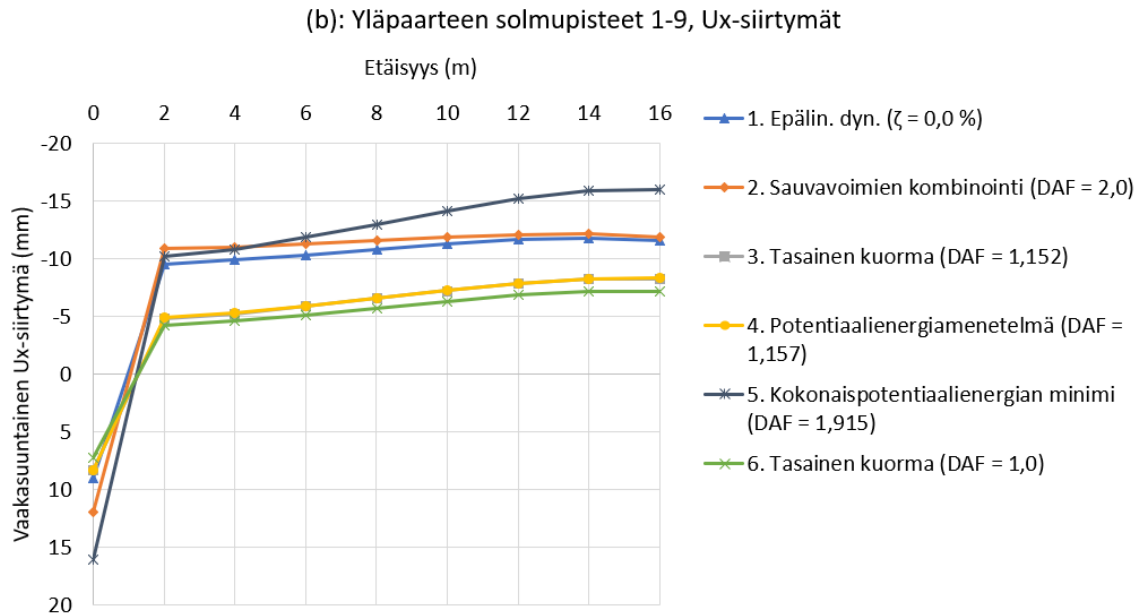
	Sauvanumero	1. Epälin. Dyn. 2. Sauvavoimien kombinointi $\zeta = 0,0\%$			3. Tasainen kuorma		4. Potentiaalienergiamenetelmä		5. Kok.pot.energian minimi		6. Tasainen kuorma	
		DAF = 1,427			DAF = 1,175		DAF = 1,133		DAF = 1,287		DAF = 1,0	
Yläpaarre 1-8	1	123	189	0,65	117	1,05	115	1,07	124	1,00	103	1,20
	2	0	-198	-	0	-	0	-	0	-	0	-
	3	-32	20	-1,59	-76	0,42	-72	0,44	-85	0,37	-63	0,50
	4	-66	-2	27,51	-103	0,65	-97	0,68	-117	0,57	-85	0,78
	5	-38	-2	15,79	-102	0,37	-97	0,39	-116	0,33	-85	0,45
	6	-26	17	-1,49	-80	0,32	-75	0,35	-94	0,28	-65	0,40
	7	55	79	0,70	-9	-6,15	-5	-10,10	-18	-3,00	-3	-19,06
	8	155	183	0,84	111	1,39	111	1,39	111	1,40	101	1,54
Alapaarre 9-16	9	211	199	1,06	234	0,90	229	0,92	248	0,85	204	1,04
	10	135	141	0,96	165	0,81	162	0,83	175	0,77	144	0,93
	11	207	245	0,85	277	0,75	273	0,76	288	0,72	245	0,85
	12	263	309	0,85	353	0,74	346	0,76	374	0,70	308	0,85
	13	328	312	1,05	359	0,91	349	0,94	385	0,85	310	1,06
	14	255	250	1,02	288	0,89	280	0,91	310	0,82	249	1,03
	15	141	146	0,96	169	0,83	164	0,86	182	0,77	145	0,97
	16	183	207	0,89	239	0,77	232	0,79	258	0,71	206	0,89
Uumasauvat 17-29	17	-143	-141	1,02	-165	0,87	-162	0,89	-175	0,82	-144	0,99
	18	119	147	0,81	164	0,73	161	0,74	171	0,70	145	0,83
	19	-81	-104	0,77	-125	0,64	-120	0,67	-140	0,58	-105	0,77
	20	57	91	0,62	108	0,53	102	0,55	122	0,47	90	0,63
	21	-61	-65	0,94	-77	0,80	-73	0,84	-87	0,71	-64	0,96
	22	65	32	2,07	38	1,70	36	1,83	46	1,42	31	2,13
	23	-39	-43	0,92	-49	0,80	-48	0,83	-54	0,73	-42	0,94
	24	-7	28	-0,25	31	-0,23	31	-0,23	30	-0,23	28	-0,25
	25	-62	-62	0,99	-71	0,86	-70	0,88	-75	0,82	-62	0,99
	26	106	87	1,21	100	1,06	98	1,08	106	1,00	87	1,21
	27	-100	-104	0,95	-120	0,83	-117	0,85	-129	0,77	-104	0,96
	28	152	147	1,03	169	0,90	165	0,92	181	0,84	146	1,04
	29	-139	-146	0,95	-169	0,82	-164	0,85	-182	0,76	-145	0,95
Jäykisteet 30-33	30	199	232	0,86	196	1,02	193	1,03	203	0,98	173	1,15
	31	199	232	0,86	196	1,02	193	1,03	203	0,98	173	1,15
	32	198	232	0,85	196	1,01	193	1,03	203	0,98	173	1,15
	33	198	232	0,85	196	1,01	193	1,03	203	0,98	173	1,15

7.4.3.4 Sauvanpoisto #4

Kaikki menetelmät pysyivät lineaarisena, paitsi kokonaispotentiaalienergian minimin -menetelmä, joka DAF-arvolla 1,91 alkoi myötäämään. Suurin venymä 0,20 % esiintyi jäykisteissä 30-33.

(a): Yläpaarteen solmupisteet 1-9,
Uz-siirtymät





Kuva 35. Rakenteen pystysuuntaiset (a) ja vaakasuuntaiset (b) siirtymät.

Taulukko 18. Rakenteessa esiintyvät aksiaalivoimat.

	1. Epälin. Dyn. ζ = 0,0 %	2. Sauvavoimien kombinointi DAF = 2,0	3. Tasainen kuorma DAF = 1,152	4. Potentiaalienergiamenetelmä DAF = 1,157	5. Kok.pot.energian minimi DAF = 1,915	6. Tasainen kuorma DAF = 1,0						
	Sauvanumero	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF			
Yläpaarre 1-8	1	0	-93	0,00	0	-	0	-	0	-		
	2	-108	-13	8,60	-121	0,89	-200	0,54	-105	1,03		
	3	-145	-76	1,92	-193	0,75	-321	0,45	-168	0,87		
	4	-151	-97	1,56	-218	0,69	-362	0,42	-189	0,80		
	5	-164	-97	1,70	-217	0,76	-218	0,75	-362	0,45	-189	0,87
	6	-124	-76	1,64	-194	0,64	-194	0,64	-322	0,39	-168	0,74
	7	-42	-13	3,31	-122	0,35	-122	0,35	-203	0,21	-105	0,40
	8	85	92	0,93	-1	-62,54	-1	-62,00	-4	-19,15	-1	-82,46
Alapaarre 9-16	9	248	207	1,19	237	1,04	238	1,04	392	0,63	206	1,20
	10	173	147	1,18	167	1,04	167	1,03	273	0,63	145	1,19
	11	295	252	1,17	287	1,03	288	1,02	473	0,62	250	1,18
	12	360	315	1,15	359	1,00	361	1,00	593	0,61	312	1,15
	13	334	315	1,06	360	0,93	362	0,92	595	0,56	313	1,07
	14	245	252	0,97	288	0,85	289	0,85	477	0,51	250	0,98
	15	129	147	0,88	168	0,77	169	0,76	279	0,46	146	0,88
	16	199	208	0,96	238	0,84	239	0,83	394	0,51	207	0,96
Uumasauvat 17-29	17	-159	-147	1,09	-169	0,94	-170	0,94	-280	0,57	-147	1,09
	18	159	149	1,07	171	0,93	171	0,93	283	0,56	148	1,07
	19	-112	-105	1,06	-121	0,93	-121	0,92	-201	0,56	-105	1,07
	20	87	89	0,97	102	0,85	103	0,85	170	0,51	89	0,98
	21	-59	-64	0,93	-73	0,81	-73	0,81	-122	0,49	-63	0,94
	22	24	30	0,79	34	0,69	35	0,68	58	0,41	30	0,79
	23	-47	-43	1,11	-49	0,97	-49	0,97	-81	0,58	-42	1,12
	24	64	30	2,15	34	1,90	34	1,89	55	1,16	29	2,18
	25	-81	-63	1,27	-73	1,11	-73	1,11	-120	0,67	-63	1,28
	26	111	89	1,25	102	1,09	102	1,09	168	0,66	88	1,26
	27	-115	-105	1,09	-120	0,96	-121	0,95	-199	0,58	-105	1,10
	28	150	148	1,01	170	0,88	170	0,88	281	0,53	148	1,02
	29	-144	-147	0,98	-168	0,85	-169	0,85	-278	0,52	-146	0,98
Jäykisteet 30-33	30	130	169	0,77	117	1,11	118	1,10	192	0,68	102	1,27
	31	130	169	0,77	117	1,11	118	1,10	192	0,68	102	1,27
	32	165	169	0,98	117	1,41	118	1,40	192	0,86	102	1,61
	33	165	169	0,98	117	1,41	118	1,40	192	0,86	102	1,61

7.5 Kaksilaivaisen tasokehän keskimmäisen pilarin poisto

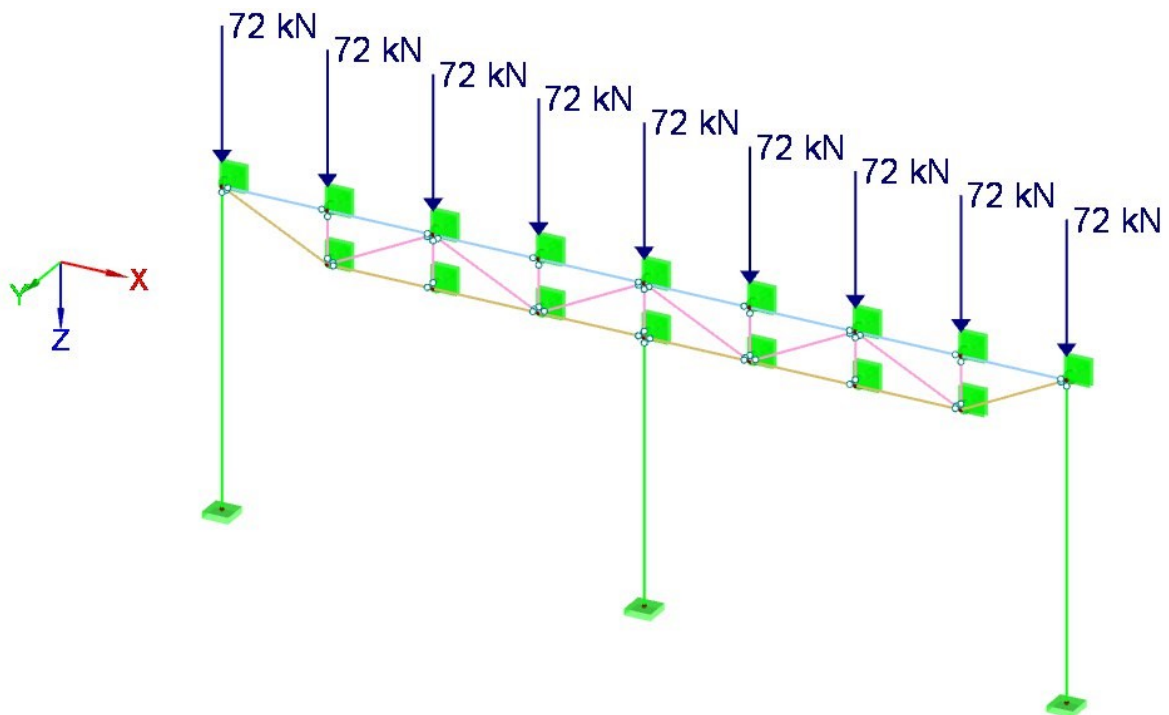
7.5.1 Rakennemalli

Mallinnettu kaksilaivainen kehä on tasokehä, johon suoritetaan keskimmäisen pilarin poisto (ks. kuva 36). Kehän leveys on 16 metriä ja korkeus 6 metriä. Ristikon korkeus on 2 metriä. Rakenteessa käytetyt profiilit on alustavasti mitoitettu murtorajatilassa, jonka perusteella on

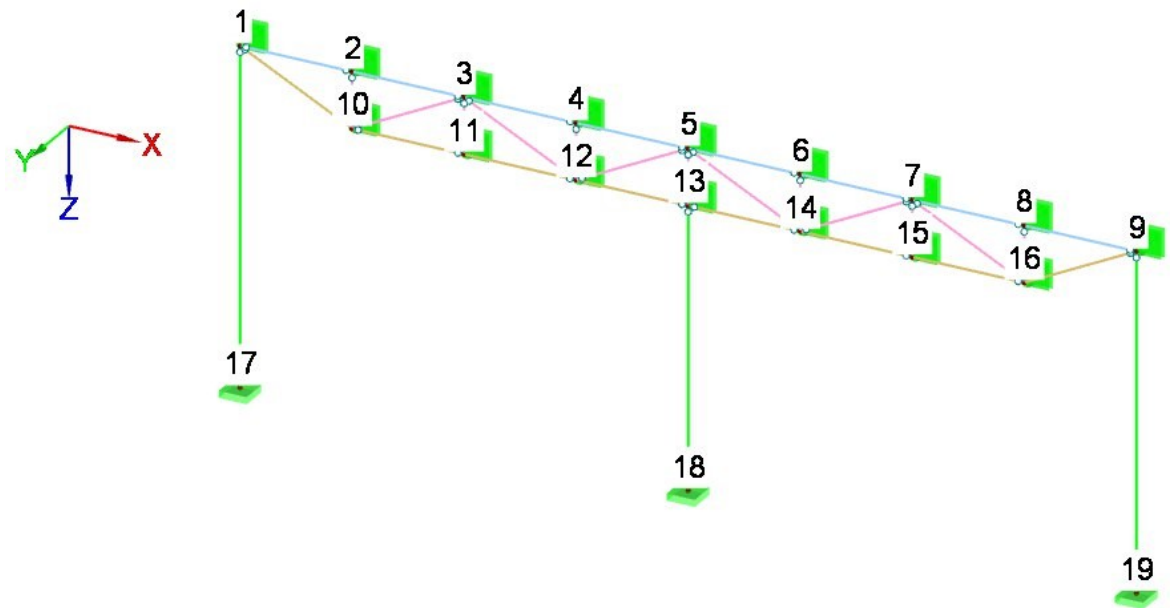
määritetty käytettävät putkipalkkiprofiilit. Tämän jälkeen on hieman korotettu onnettomuusrajatilan kuormia dynaamisella suurennuskertoimella, jotta rakenneosat voidaan mitoittaa sellaisiksi, etteivät ne välittömästi vaurioitu pilarinpoistossa (esimerkiksi yläpaarre nurjahda). Käytetyt profiilit ja suurimmat käyttöasteet lineaarisessa elastisessa analyysissä ovat murto- ja onnettomuusrajatilassa:

- yläpaarre: 160x160x6 (19 % ja 71 % vaurioituneessa rakenteessa)
- alapaarre: 120x120x5 (42 % ja 85 % vaurioituneessa rakenteessa)
- uumasauvat: 110x110x4 (60 % ja 54 % vaurioituneessa rakenteessa)
- pilarit: 200x200x6 (38 % ja 28 % vaurioituneessa rakenteessa).

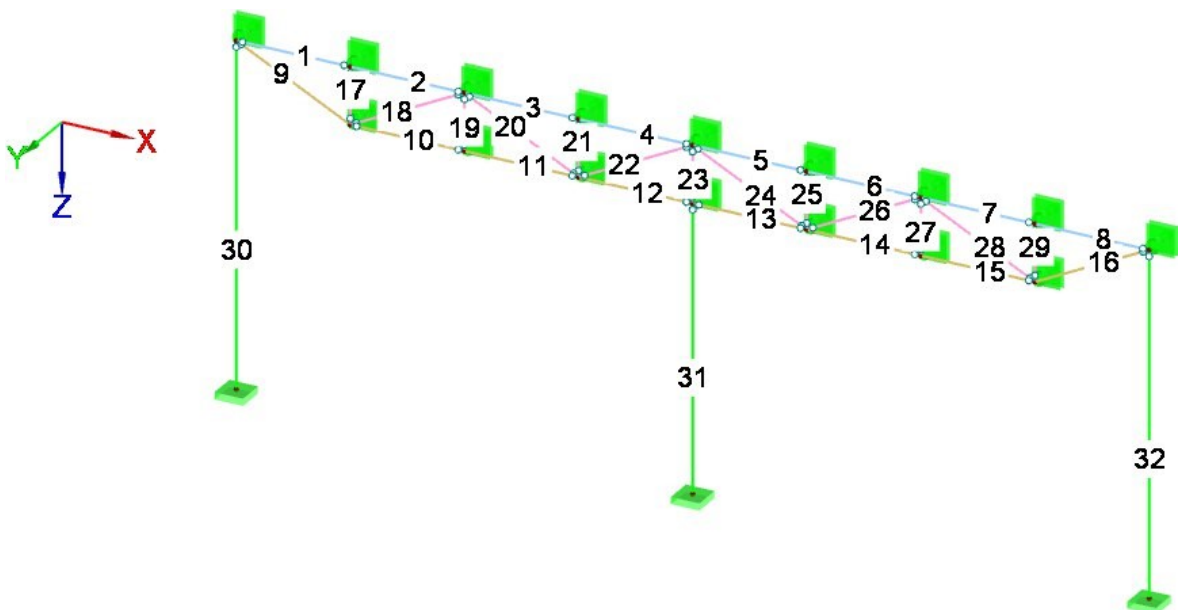
Rakennemalli on mallinnettu vastaavalla tavalla kuten kappaleen 7.4 yksiaukkoinen ristikko, eli kaikki sauvat ovat *beam*-elementtejä, ristikko on mallinnettu ristikkoanalogialla ja elementtijako on tehty RFEM:n oletusasetuksin. Kuvissa 37 ja 38 on esitetty solmupisteiden ja rakenneosien numerointi.



Kuva 36. Lineaarisissa ja epälineaarisissa tarkasteluissa käytettävä rakennemalli ja murto-rajatilan kuormat. Onnettomuusrajatilan kuormat ovat 42 kN.



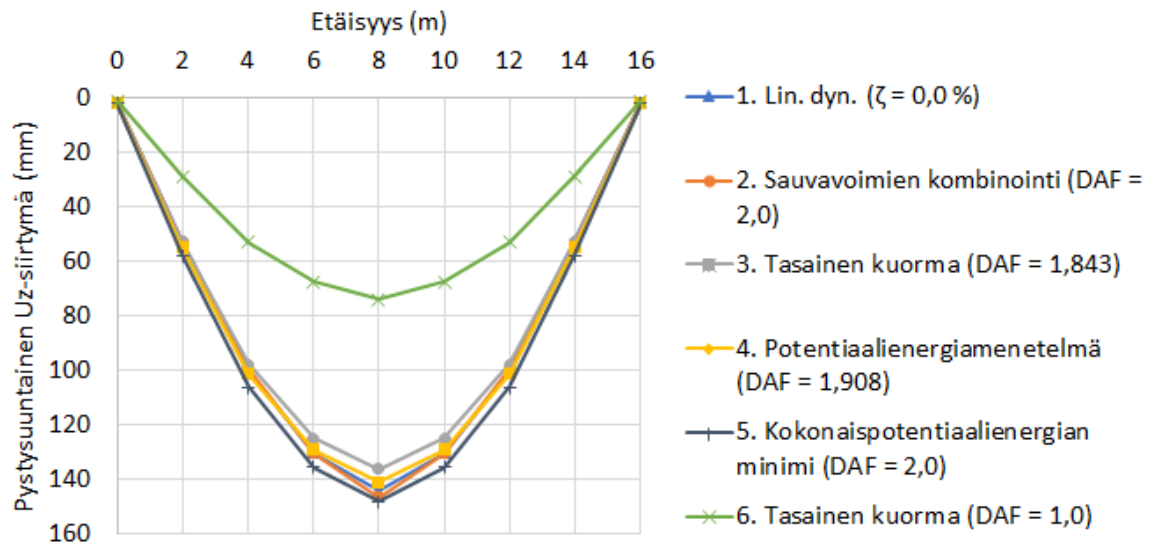
Kuva 37. Rakennemallin solmupisteiden numerointi.



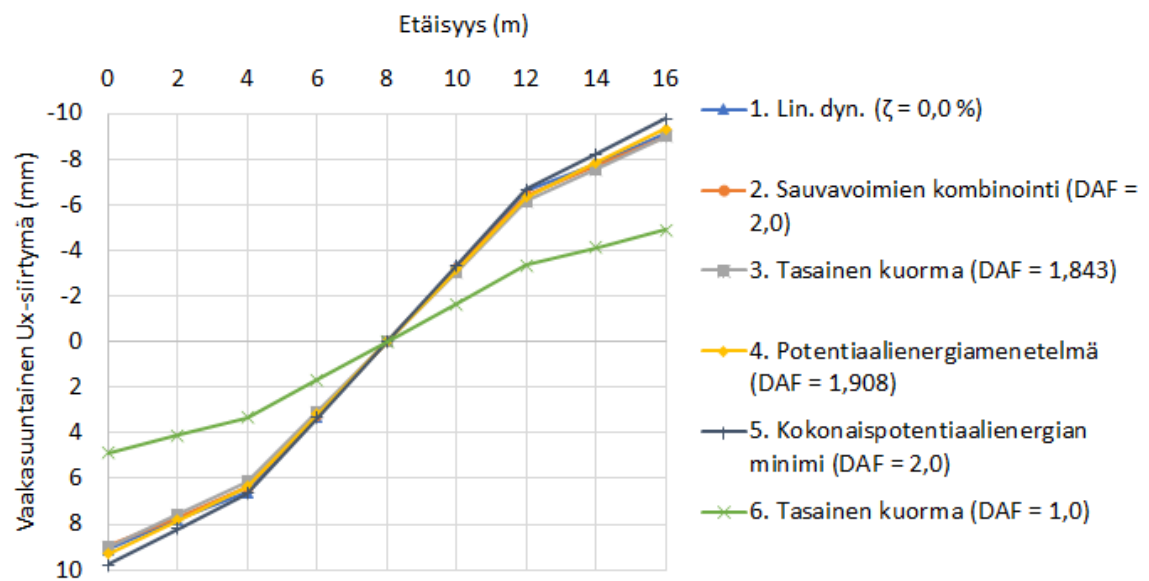
Kuva 38. Rakennemallin rakenneosien numerointi.

7.5.2 Lineaariset tarkastelut

(a): Yläpaarteen solmupisteet 1-9, Uz-siirtymät



(b): Yläpaarteen solmupisteet 1-9, Ux-siirtymät



Kuva 39. Rakenteen pystysuuntaiset (a) ja vaakasuuntaiset (b) siirtymät.

Taulukko 19. Rakenteessa esiintyvät aksiaalivoimat.

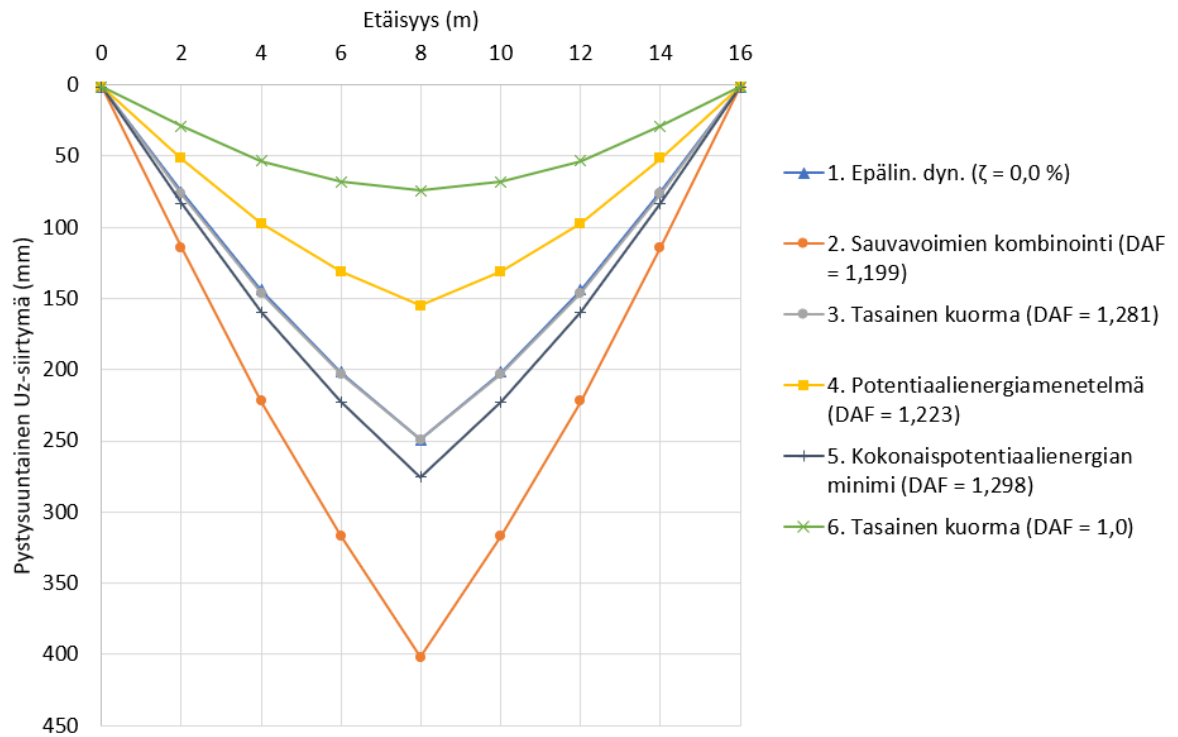
		1. Lin. Dyn. ζ = 0,0%	2. Sauvavoimien kombinointi DAF = 2,0	3. Tasainen kuorma DAF = 1,843	4. Potentiaalienergiamenetelmä DAF = 1,908	5. Kok.pot.energian minimi DAF = 2,0	6. Tasainen kuorma DAF = 1,0					
		Voima (kN)	Voima (kN)	Voima (kN)	Voima (kN)	Voima (kN)	Voima (kN)					
Yläpaarre 1-8	1	-471	-487	0,97	-541	0,87	-560	0,84	-587	0,80	-294	1,60
	2	-481	-487	0,99	-541	0,89	-560	0,86	-587	0,82	-294	1,64
	3	-1249	-1210	1,03	-1160	1,08	-1201	1,04	-1259	0,99	-630	1,98
	4	-1242	-1210	1,03	-1160	1,07	-1201	1,03	-1259	0,99	-630	1,97
	5	-1242	-1210	1,03	-1160	1,07	-1201	1,03	-1259	0,99	-630	1,97
	6	-1249	-1210	1,03	-1160	1,08	-1201	1,04	-1259	0,99	-630	1,98
	7	-481	-487	0,99	-541	0,89	-560	0,86	-587	0,82	-294	1,64
	8	-471	-487	0,97	-541	0,87	-560	0,84	-587	0,80	-294	1,60
Alapaarre 9-16	9	517	545	0,95	606	0,85	627	0,82	657	0,79	329	1,57
	10	905	891	1,02	929	0,97	962	0,94	1008	0,90	504	1,80
	11	912	891	1,02	929	0,98	962	0,95	1008	0,90	504	1,81
	12	1382	1447	0,96	1239	1,12	1282	1,08	1344	1,03	672	2,06
	13	1382	1447	0,96	1239	1,12	1282	1,08	1344	1,03	672	2,06
	14	912	891	1,02	929	0,98	962	0,95	1008	0,90	504	1,81
	15	905	891	1,02	929	0,97	962	0,94	1008	0,90	504	1,80
	16	517	545	0,95	606	0,85	627	0,82	657	0,79	329	1,57
Uumasauvat 17-29	17	-28	-42	0,66	-77	0,36	-80	0,35	-84	0,33	-42	0,66
	18	-492	-451	1,09	-433	1,14	-448	1,10	-470	1,05	-235	2,09
	19	-5	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-
	20	367	357	1,03	260	1,41	269	1,37	282	1,30	141	2,61
	21	-64	-42	1,52	-77	0,82	-80	0,80	-84	0,76	-42	1,52
	22	-161	-264	0,61	-87	1,87	-90	1,80	-94	1,72	-47	3,44
	23	38	194	0,19	0	-	0	-	0	-	0	-
	24	-161	-264	0,61	-87	1,87	-90	1,80	-94	1,72	-47	3,44
	25	-64	-42	1,52	-77	0,82	-80	0,80	-84	0,76	-42	1,52
	26	367	357	1,03	260	1,41	269	1,37	282	1,30	141	2,61
	27	-5	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-
	28	-492	-451	1,09	-433	1,14	-448	1,10	-470	1,05	-235	2,09
	29	-28	-42	0,66	-77	0,36	-80	0,35	-84	0,33	-42	0,66
Pilarit 30-33	30	-290	-286	1,01	-348	0,83	-361	0,80	-378	0,77	-189	1,53
	31	0	-194	-	0	-	0	-	0	-	0	-
	32	-290	-286	1,01	-348	0,83	-361	0,80	-378	0,77	-189	1,53

7.5.3 Epälineaariset tarkastelut

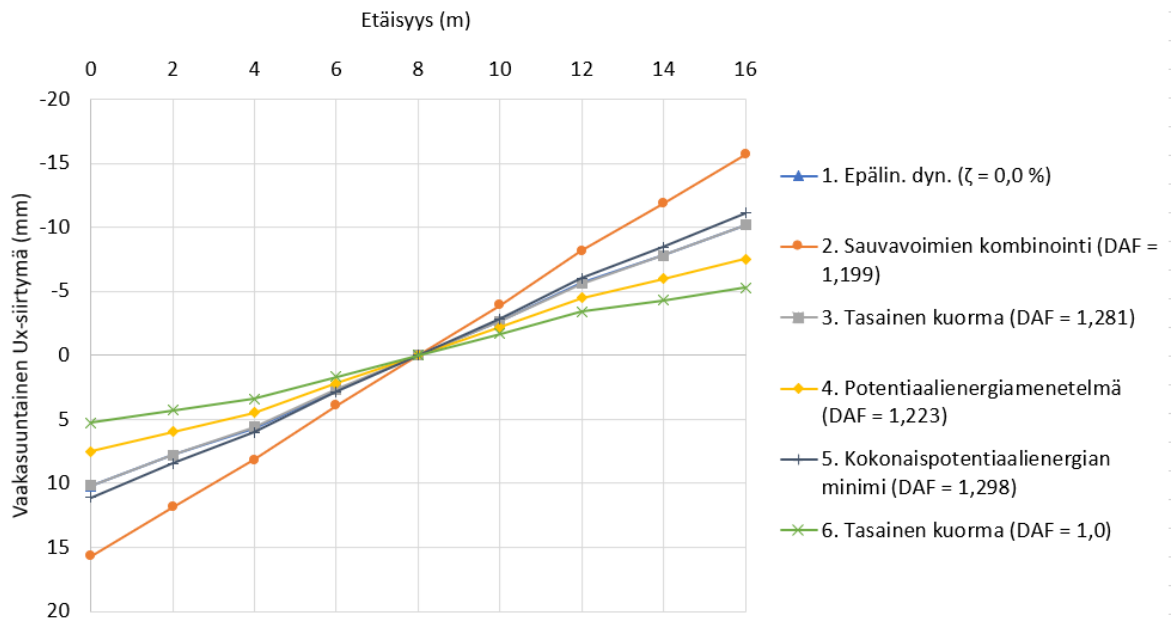
Taulukko 20. Plastisoituneiden rakenneosien venymät eri menetelmiä käytettäessä.

Menetelmä	Dynaaminen kerroin (-)	Rakenneosa	Venymä (%)
1. Epälin. dyn.	-	12-13	1,15
2. Sauvavoimien kombinointi	1,199	12-13	1,09
3. Tasainen kuorma	1,281	12-13	0,60
4. Potentiaalienergiamenetelmä	1,223	12-13	0,55
5. Kokonaispotentiaalienergian minimi	1,298	12-13	1,25
6. Tasainen kuorma	1,0	12-13	Lineaarisella alueella

(a): Yläpaarteen solmupisteet 1-9, Uz-siirtymät



(b): Yläpaarteen solmupisteet 1-9, Ux-siirtymät



Kuva 40. Rakenteen pystysuuntaiset (a) ja vaakasuuntaiset (b) siirtymät.

Taulukko 21. Rakenteessa esiintyvät aksiaalivoimat.

		1. Epälin. Dyn.	2. Sauvavoimien kombinointi		3. Tasainen kuorma		4. Potentiaalienergiamenetelmä		5. Kok.pot.energian minimi		6. Tasainen kuorma	
		ζ = 0,0%	DAF = 1,199		DAF = 1,281		DAF = 1,223		DAF = 1,298		DAF = 1,0	
Yläpaarre 1-8	Sauvanumero	Voima (kN)	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF
	1	-369	-325	1,14	-369	1,00	-355	1,04	-374	0,99	-292	1,26
	2	-382	-325	1,18	-371	1,03	-356	1,07	-376	1,02	-292	1,31
	3	-807	-738	1,09	-804	1,00	-769	1,05	-814	0,99	-629	1,28
	4	-805	-738	1,09	-805	1,00	-769	1,05	-816	0,99	-629	1,28
	5	-805	-738	1,09	-805	1,00	-769	1,05	-816	0,99	-629	1,28
	6	-807	-738	1,09	-804	1,00	-769	1,05	-814	0,99	-629	1,28
	7	-382	-325	1,18	-371	1,03	-356	1,07	-376	1,02	-292	1,31
	8	-369	-325	1,14	-369	1,00	-355	1,04	-374	0,99	-292	1,26
Alapaarre 9-16												
	9	398	372	1,07	421	0,95	402	0,99	427	0,93	329	1,21
	10	598	580	1,03	645	0,93	616	0,97	653	0,92	504	1,19
	11	606	580	1,05	645	0,94	616	0,98	653	0,93	504	1,20
	12	864	825	1,05	860	1,00	821	1,05	871	0,99	672	1,29
	13	864	825	1,05	860	1,00	821	1,05	871	0,99	672	1,29
	14	606	580	1,05	645	0,94	616	0,98	653	0,93	504	1,20
	15	598	580	1,03	645	0,93	616	0,97	653	0,92	504	1,19
	16	398	372	1,07	421	0,95	402	0,99	427	0,93	329	1,21
Uumasauvat 17-29												
	17	-55	-42	1,29	-55	1,00	-52	1,05	-55	0,99	-43	1,29
	18	-271	-277	0,98	-300	0,90	-287	0,95	-304	0,89	-235	1,16
	19	2	-3	-0,92	-4	-0,53	-4	-0,62	-4	-0,53	-3	-0,92
	20	208	184	1,13	181	1,15	172	1,21	183	1,14	141	1,48
	21	-55	-45	1,23	-58	0,95	-55	0,99	-59	0,93	-45	1,23
	22	-75	-90	0,84	-60	1,25	-57	1,31	-61	1,23	-47	1,60
	23	-41	-44	0,95	-40	1,05	-20	2,12	-46	0,91	-4	9,63
	24	-75	-90	0,84	-60	1,25	-57	1,31	-61	1,23	-47	1,60
	25	-55	-45	1,23	-58	0,95	-55	0,99	-59	0,93	-45	1,23
	26	208	184	1,13	181	1,15	172	1,21	183	1,14	141	1,48
	27	2	-3	-0,92	-4	-0,53	-4	-0,62	-4	-0,52	-3	-0,92
	28	-271	-277	0,98	-300	0,90	-287	0,95	-304	0,89	-235	1,16
29	-55	-42	1,29	-55	1,00	-52	1,05	-55	0,99	-43	1,29	
Pilarit 30-33												
	30	-256	-208	1,23	-242	1,06	-231	1,11	-245	1,04	-189	1,35
	31	0	-194	-	0	-	0	-	0	-	0	-
	32	-256	-208	1,23	-242	1,06	-231	1,11	-245	1,04	-189	1,35

7.6 3D-teräshallin yläpaarteen poisto

7.6.1 Rakennemalli

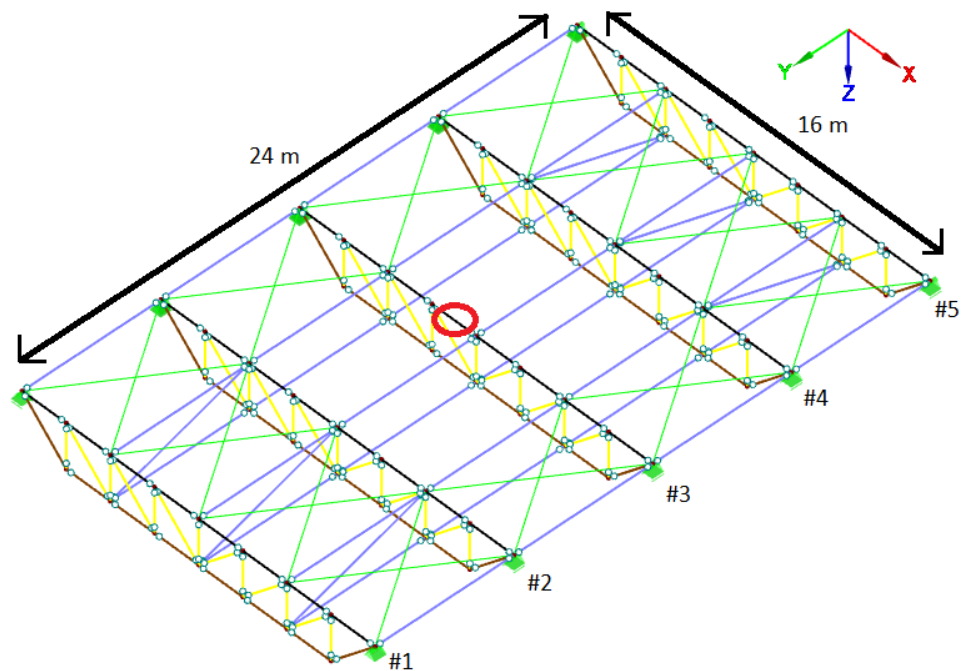
Mallinnettu 3D-teräshalli on ulkomitoiltaan 24 m x 16 m, ja se rakentuu viidestä pilarein tuetusta teräsristikosta (ks. kuvat 41 ja 43). Teräsristikot ovat vastaavat kuin yksiaukkoisen ristikon yläpaarteen poistossa käytetty ristikko kappaleessa 7.4. Ristikot on yhdistetty toisiinsa sekä ylä- että alapaarteissa neljän metrin välein asetetuilla orsilla, ja rakenteeseen on suunniteltu sulakeosiksi X-jäykistys, joka aktivoituu vasta ristikon vaurioituessa, koska vaakasuuntaisia voimia ei ole huomioitu. Rakenteesta poistetaan keskimmäisen ristikon eniten kuormitettu yläpaarresauva, joka sijaitsee ristikon keskellä.

Rakenteessa käytetyt profiilit on alustavasti mitoitettu murtorajatilassa, jonka perusteella on määritetty käytettävät putkipalkkiprofiilit. Tämän jälkeen on suoritettu yläpaarteen sauvanpoisto ja tutkittu, mitkä rakenneosat eivät kestä edes staattista vaurioitumista. Esimerkiksi ristikoiden väliset katon reunojen orsituet nurjahtivat jo staattisen onnettomuusrajatilan kuormien alaisina, jolloin orsituet vahvistettiin 110x110x4 profiileista 160x160x5 profiileihin. Käytetyt profiilit ja suurimmat käyttöasteet murtorajatilassa ovat:

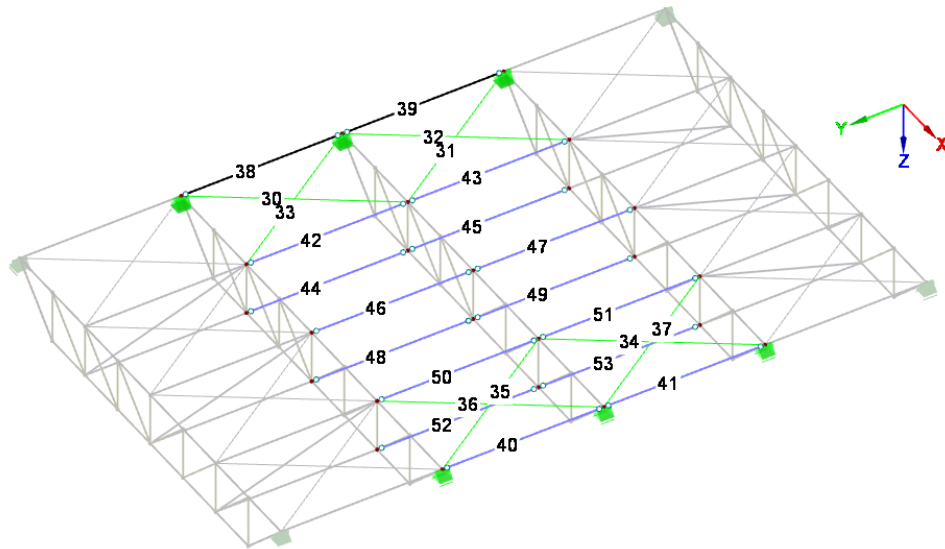
- yläpaarre: 160x160x5 (77 %)
- alapaarre: 110x110x4 (92 %)
- uumasauvat: 80x80x4 (96 %)
- ristikoiden väliset siteet: 110x110x4 (50 %)
- X-jäykistys: 50x50x3 (0 %, ehjä rakenne ei välitä kuormia X-jäykisteille ehjässä rakenteessa, koska tuulikuormia ei ole huomioitu).

Rakennemalli on mallinnettu siten, että kaikki hallin sauvat lukuun ottamatta X-jäykisteitä ovat *beam*-elementtejä ja halli on kokonaisuudessaan mallinnettu ristikkoanalogialla. X-jäykistys on mallinnettu *tension*-elementteinä, jolloin jäykistys pystyy välittämään ainoastaan vetovoimia. X-jäykistys aktivoituu ristikoiden vaurioituessa. Halli on mallinnettu siten, että numeroinnin #1 kohdalla oleva tuki on jäykkä (ks. kuva 41) ja ristikoiden muut tuet pystyvät vapaasti liikkumaan rullatuilla globaalien koordinaattiakselien suuntaan. Tällöin ristikkoja ja kattoa tukeviin pilareihin ei synny taivutusmomenteja tai leikkausvoimia murto- ja rajatiloissa.

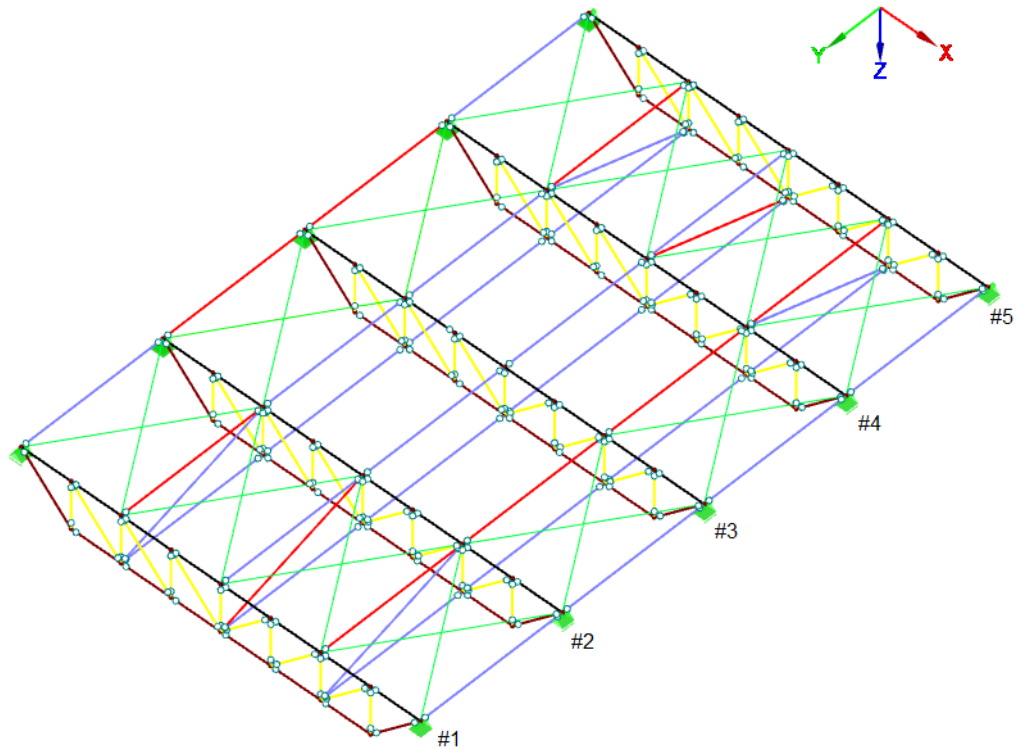
Sauvanpoiston tuloksia raportoitaessa ilmoitetaan siirtymistä keskimmäisen ristikon (#3) yläparteen solmupisteiden (numerot 1-9) siirtymät ja ristikon rakenneosien (numerot 1-29) kuormitukset. Lisäksi ilmoitetaan kehävälien #2 ja #3 orsien sekä X-jäykistysten kuormitukset. Kahteen edelliseen tapaustutkimukseen verrattavat uudet raportoitavat rakenneosat näkyvät kuvassa 42.



Kuva 41. Lineaarisisä ja epälineaarisisä tarkasteluissa käytettävä rakennemalli. Ulkoiset kuormat asetetaan jokaisen ristikon yläparteen solmukohtaan kahden metrin välein vastaavalla tavalla kuin kahdessa edellisessä tapaustutkimuksessa. Murto-rajatilan kuorma on 72 kN, ja onnettomuusrajatilan kuorma on 42 kN. Poistettava yläparteen sauva on merkitty punaisella ympyrällä. Ristikot on numeroitu välillä 1-5.



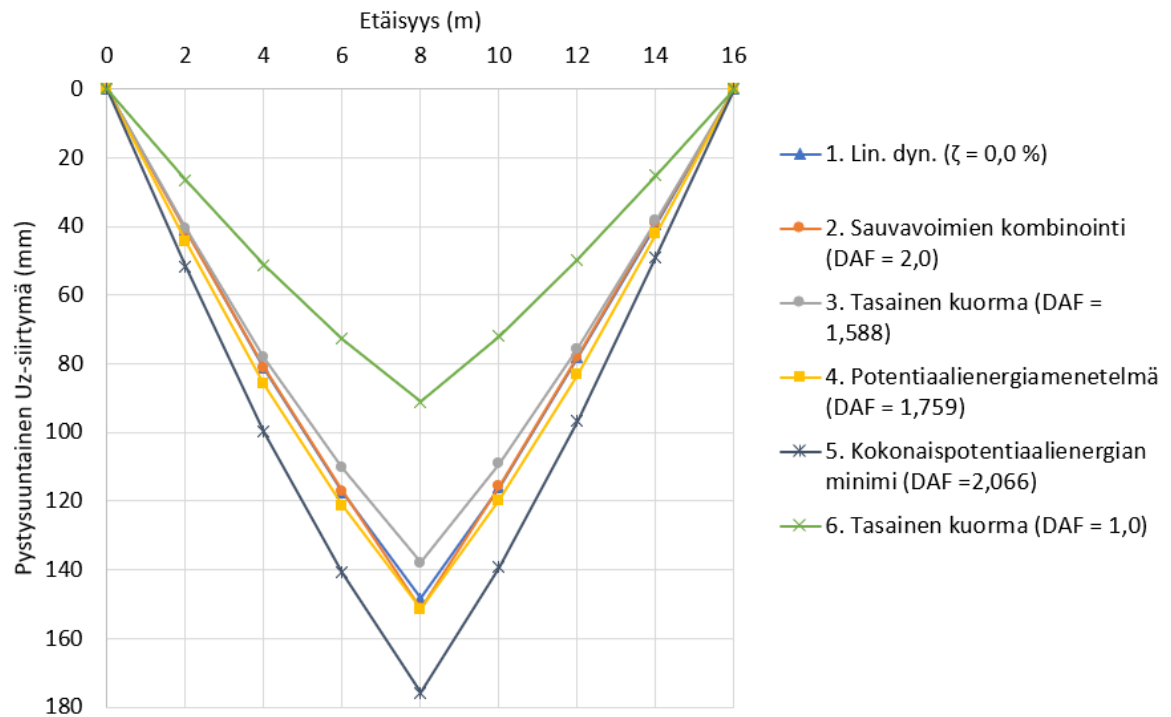
Kuva 42. Rakennneosien numerointi. Numerot 30-37 kuuluvat X-jäykisteyksille, ja numerot 38-53 kuuluvat orsituille. Keskimmäisen ristikon rakennneosien ja solmupisteiden numerointi on identtinen kahden aikaisemman tapaustutkimuksen kanssa, minkä takia niitä ei esitetä tässä erikseen. Solmupiste 1 on orsitukien 38 ja 39 välissä.



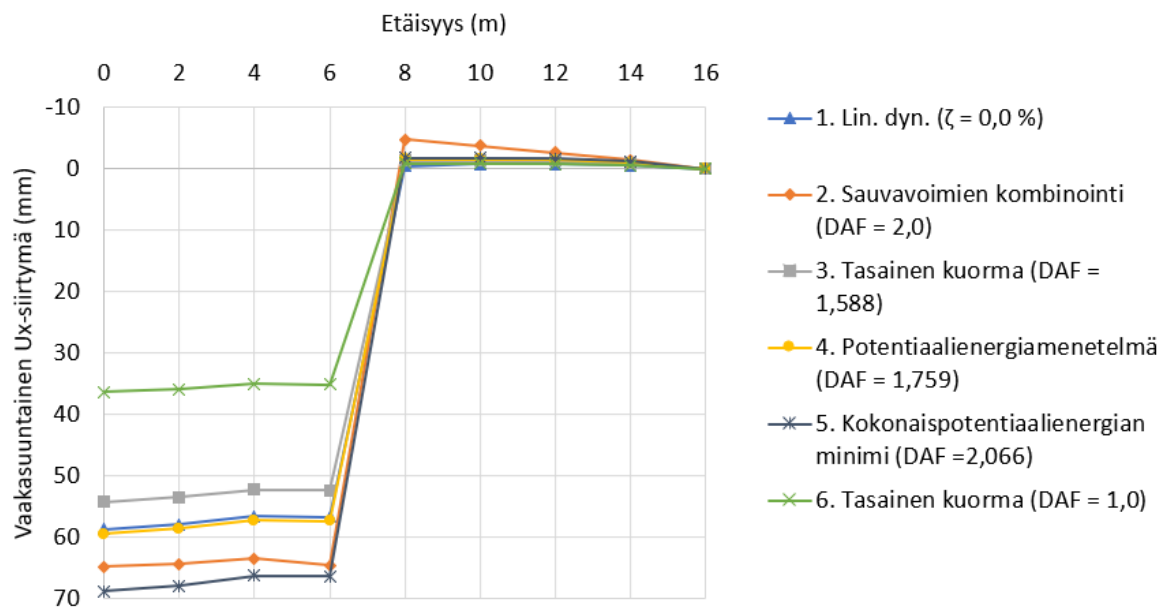
Kuva 43. Murtorajatilassa mitoitettua hallia täytyi vahvistaa, jotta se kestää dynaamisia vaikutuksia onnettomuusrajatilassa. Punaisella merkityt sauvat saavuttivat nurjahduskuorman, joten profiilit vahvistettiin 110x110x4 profiileista 160x160x5 profiileihin. Käyttöasteet olivat tällöin 16-64 %. Rakennneosilla 38 ja 39 oli suurin käyttöaste 64 %.

7.6.2 Lineaariset tarkastelut

(a): Yläpaarteen solmupisteet 1-9, Uz-siirtymät



(b): Yläpaarteen solmupisteet 1-9, Ux-siirtymät



Kuva 44. Rakenteen pystysuuntaiset (a) ja vaakasuuntaiset (b) siirtymät.

Taulukko 22. Rakenteessa esiintyvät aksiaalivoimat.

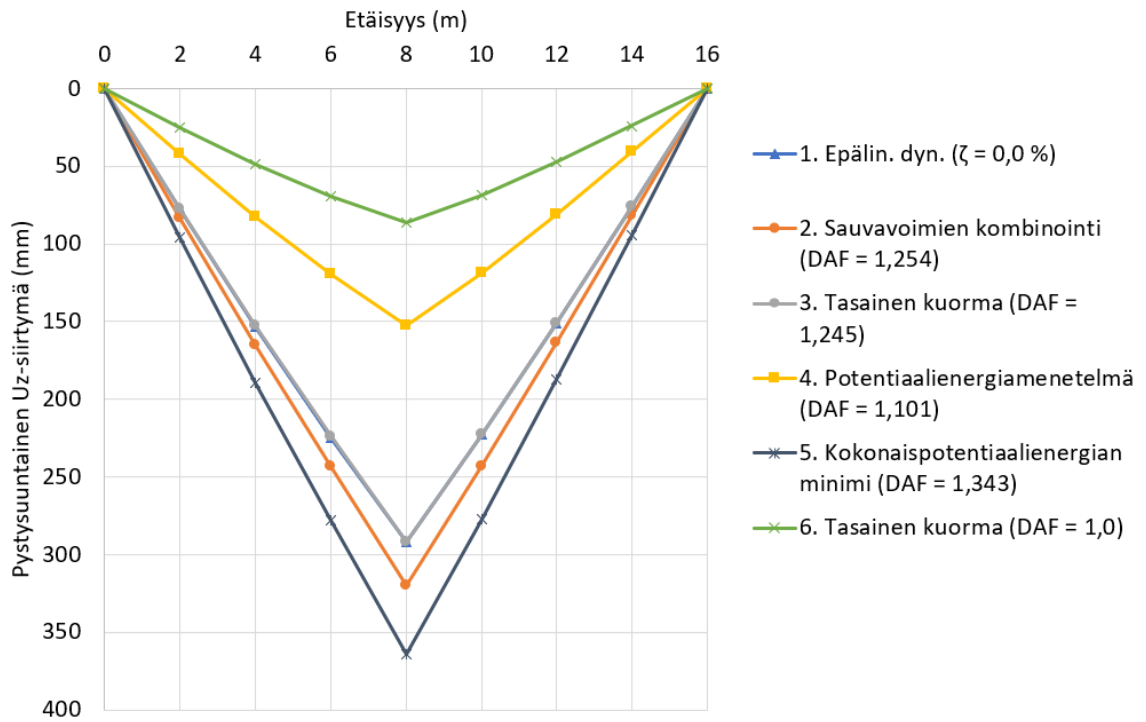
		1. Lin. Dyn.	2. Sauvavoimien kombinointi	3. Tasainen kuorma		4. Potentiaalienergiamenetelmä		5. Kok.pot.energian minimi	6. Tasainen kuorma	
		$\xi = 0,0\%$	DAF = 2,0	DAF = 1,588	DAF = 1,759	DAF = 2,066	DAF = 1,0			
Yläpaarre 1-8	Sauvanumero	Voima (kN)	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF	Voima (kN)	DAF
	1	-258	-147	1,76	-233	1,11	-259	1,00	-304	0,85
	2	-408	-252	1,62	-400	1,02	-443	0,92	-521	0,78
	3	32	354	0,09	33	0,96	37	0,87	43	0,74
	4	0	-334	-	0	-	0	-	0	-
	5	-124	334	-0,37	0	-	0	-	0	-
	6	-24	354	-0,07	33	-0,71	37	-0,64	43	-0,54
	7	61	372	0,16	120	0,50	133	0,45	157	0,39
8	204	477	0,43	287	0,71	318	0,64	374	0,55	
Alapaarre 9-16										
	9	264	208	1,27	330	0,80	366	0,72	430	0,62
	10	160	147	1,09	233	0,69	259	0,62	304	0,53
	11	401	252	1,59	400	1,00	443	0,90	521	0,77
	12	549	315	1,74	500	1,10	554	0,99	651	0,84
	13	496	315	1,57	500	0,99	554	0,89	651	0,76
	14	354	252	1,40	400	0,88	443	0,80	521	0,68
	15	197	147	1,34	233	0,84	259	0,76	304	0,65
16	283	208	1,36	330	0,86	366	0,77	430	0,66	
Uumasauvat 17-29										
	17	-179	-147	1,21	-233	0,76	-259	0,69	-304	0,59
	18	237	148	1,60	236	1,01	261	0,91	307	0,77
	19	-238	-105	2,26	-167	1,42	-185	1,29	-217	1,10
	20	241	89	2,71	141	1,70	157	1,54	184	1,31
	21	-148	-63	2,35	-100	1,48	-111	1,34	-130	1,14
	22	149	27	5,44	47	3,15	52	2,84	61	2,42
	23	-68	-39	1,75	-67	1,02	-74	0,92	-87	0,78
	24	145	27	5,29	47	3,07	52	2,77	61	2,36
	25	-174	-63	2,75	-100	1,73	-111	1,57	-130	1,33
	26	256	89	2,87	141	1,81	157	1,63	184	1,39
	27	-138	-105	1,31	-167	0,83	-185	0,75	-217	0,63
	28	194	148	1,31	236	0,82	261	0,74	307	0,63
29	-191	-147	1,30	-233	0,82	-259	0,74	-304	0,63	
X-jäykisteet 30-37										
	30	502	615	0,82	486	1,03	539	0,93	634	0,79
	31	501	591	0,85	476	1,05	527	0,95	618	0,81
	32	0	0	-	0	-	0	-	0	-
	33	0	0	-	0	-	0	-	0	-
	34	9	48	0,19	20	0,44	23	0,40	27	0,34
	35	0	33	-	3	-	3	-	3	-
	36	0	0	-	0	-	0	-	0	-
37	0	0	-	0	-	0	-	0	-	
Orsituet 38-53										
	38	-420	-496	0,85	-394	1,07	-436	0,96	-511	0,82
	39	-418	-496	0,84	-394	1,06	-436	0,96	-511	0,82
	40	-25	-39	0,65	-17	1,53	-18	1,37	-22	1,15
	41	-14	-39	0,38	-17	0,87	-19	0,78	-22	0,66
	42	-64	-67	0,96	-57	1,12	-61	1,05	-69	0,94
	43	-61	-47	1,29	-49	1,25	-51	1,19	-56	1,10
	44	43	39	1,12	36	1,21	37	1,18	39	1,12
	45	36	39	0,93	36	1,00	37	0,97	39	0,93
	46	-64	-54	1,20	-50	1,27	-52	1,24	-54	1,18
	47	-63	-54	1,18	-51	1,26	-52	1,22	-55	1,16
	48	71	68	1,05	62	1,13	65	1,09	70	1,02
	49	73	68	1,08	62	1,18	65	1,13	70	1,05
	50	-40	-36	1,10	-31	1,30	-31	1,31	-30	1,32
	51	-46	-48	0,96	-45	1,02	-47	0,99	-50	0,93
	52	46	47	0,99	44	1,05	46	1,01	48	0,95
53	46	47	0,98	44	1,04	46	1,00	49	0,94	

7.6.3 Epälineaariset tarkastelut

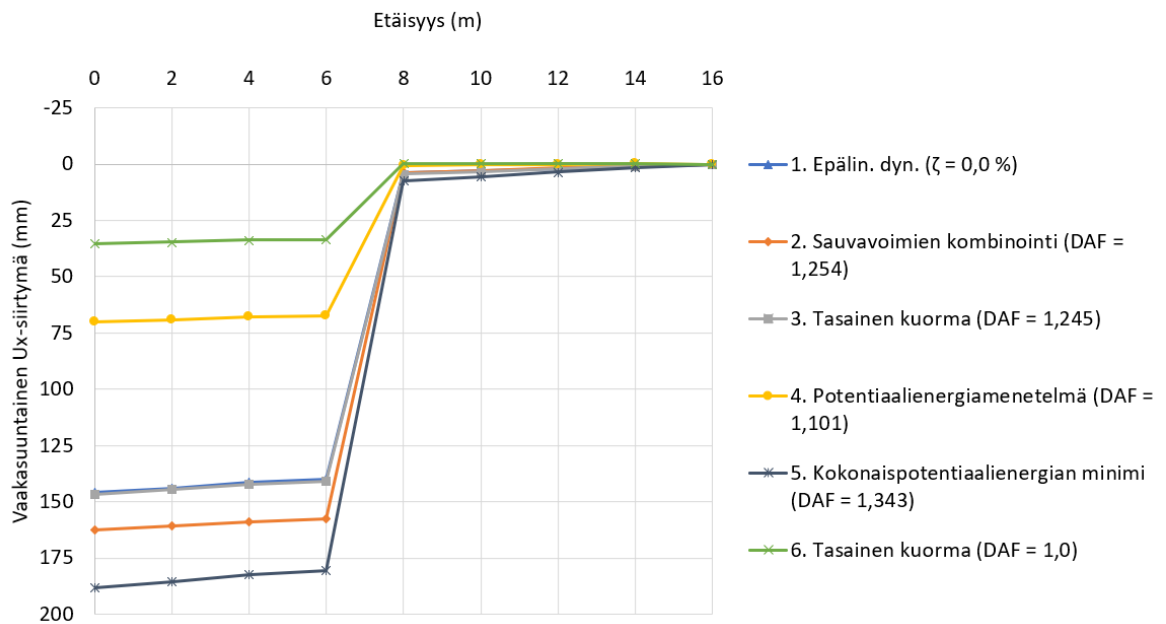
Taulukko 23. Plastisoituneiden rakenneosien venymät eri menetelmiä käytettäessä.

Menetelmä	Dynaaminen kerroin (-)	Rakenneosa	Venymä (%)
1. Epälin. dyn.	-	30 ja 31	1,08 ja 0,98
2. Sauvavoimien kombinointi	1,254	30 ja 31	1,14 ja 1,12
3. Tasainen kuorma	1,245	30 ja 31	1,02 ja 0,99
4. Potentiaalienergia- menetelmä	1,101	30 ja 31	0,43 ja 0,42
5. Kokonaispotentiaa- lienergian minimi	1,343	30 ja 31	1,34 ja 1,30
6. Tasainen kuorma	1,0	30 ja 31	Lineaarisella alueella

(a): Yläpaarteen solmupisteet 1-9, Uz-siirtymät



(b): Yläpaarteen solmupisteet 1-9, Ux-siirtymät



Kuva 45. Rakenteen pystysuuntaiset (a) ja vaakasuuntaiset (b) siirtymät.

Taulukko 24. Rakenteessa esiintyvät aksiaalivoimat.

	Sauvanumero	1. Epälin. Dyn. $\zeta = 0,0\%$	2. Sauvavojmien kombinointi DAF = 1,254	3. Tasainen kuorma DAF = 1,245	4. Potentiaalienergiamenetelmä DAF = 1,101	5. Kok.pot.energian minimi DAF = 1,343	6. Tasainen kuorma DAF = 1,0
		Voima (kN)	Voima (kN)	Voima (kN)	Voima (kN)	Voima (kN)	Voima (kN)
Yläpaarre 1-8	1	0	-144	-	-157	-	-144
	2	-307	-231	1,33	-292	1,05	-266
	3	-51	100	-0,51	13	-4,00	18
	4	0	-334	-	0	-	0
	5	22	84	0,26	2	12,38	1
	6	108	88	1,23	15	7,24	19
	7	121	115	1,05	72	1,67	73
	8	184	207	0,89	190	0,97	183
Alapaarre 9-16	9	248	184	1,35	238	1,05	219
	10	187	130	1,44	168	1,11	155
	11	283	217	1,31	284	1,00	263
	12	390	260	1,50	346	1,13	326
	13	399	273	1,46	346	1,15	325
	14	352	225	1,56	283	1,25	263
	15	201	134	1,50	168	1,20	155
	16	219	189	1,16	237	0,92	219
Uumasauvat 17-29	17	-180	-130	1,39	-168	1,07	-155
	18	196	124	1,58	163	1,20	153
	19	-148	-87	1,69	-117	1,27	-109
	20	111	61	1,80	89	1,25	88
	21	-78	-44	1,77	-63	1,24	-63
	22	15	21	0,73	15	1,00	24
	23	-56	-19	2,96	-53	1,07	-48
	24	21	5	3,84	16	1,28	24
	25	-107	-48	2,22	-64	1,69	-63
	26	91	67	1,34	89	1,02	89
	27	-108	-92	1,17	-118	0,92	-110
	28	158	130	1,22	164	0,97	153
	29	-150	-134	1,12	-168	0,89	-155
X-jäykisteet 30-37	30	327	330	0,99	327	1,00	311
	31	326	330	0,99	326	1,00	310
	32	0	0	-	0	-	0
	33	0	0	-	0	-	0
	34	6	25	0,23	14	0,41	12
	35	3	13	0,21	0	-	3
	36	0	0	-	0	-	0
	37	0	0	-	0	-	0
Orsituet 38-53	38	-262	-279	0,94	-274	0,95	-260
	39	-268	-279	0,96	-274	0,98	-260
	40	-15	-34	0,46	-20	0,78	-9
	41	-26	-34	0,77	-20	1,30	-9
	42	-23	-37	0,61	-39	0,58	-41
	43	-24	-36	0,66	-38	0,63	-41
	44	12	9	1,39	13	0,93	29
	45	9	9	0,99	13	0,66	29
	46	2	11	0,18	-7	-0,29	-37
	47	0	11	-0,04	-7	0,06	-37
	48	70	78	0,91	71	0,99	57
	49	75	78	0,97	71	1,06	57
	50	-65	-67	0,97	-51	1,26	-37
	51	-66	-77	0,86	-63	1,05	-44
	52	36	36	0,98	38	0,95	38
	53	25	36	0,68	38	0,65	38

8 Pohdinta

Tässä luvussa käsitellään tämän tapaustutkimusten rajoituksia ja tuloksia. Lisäksi käsitellään tapaustutkimusten tuloksia ja staattisten likimäärämenetelmien oletuksia sekä rajoituksia.

8.1 Tapaustutkimusten rajoitukset

Tapaustutkimusten suurin rajoitus lienee tulosten tulkinnallisuus. Sauvanpoiston havaittaviin vaikutuksiin vaikuttaa muun muassa

- aikaintegroinnin aika-askeleen Δt suuruus. Liian suuri aika-askel aiheuttaa sen, että varsinkin äärisiirtymät ja -voimat jäävät huomiotta. Lisäksi liian pienellä aika-askeleen suuruudella alkavat myös nousemaan aikaintegrointimenetelmien erot, kuten Gerasimidis ja Baniotopoulos (2011, s. 563) ovat todenneet lineaarisesta dynaamisesta analyysistä. Aika-askeleen täytyy taten olla sopiva rakennemallin tarkkuuteen. Rakennemallin tarkkuusvaatimus kasvaa mitä korkeampia taajuuksia oletetaan sauvanpoiston aiheuttavan.
- sauvanpoiston mallintamistekniikka (ks. kappale 4.2). Esimerkiksi Stephen (2017) suosittelee konservatiivisinta mallintamistekniikkaa, vaikka se ei välttämättä ole realistisin.
- sauvanpoiston nopeus suhteessa rakenteen ajanjaksoon. Varsinkin lineaarisessa tapauksessa liian suuri sauvanpoistonopeus voi antaa epärealistisen suuria voimia, kun rakenteissa esiintyvät voimat kasvavat lähes rajatta sauvanpoiston nopeuden kasvaessa. Malli ei tällöin ole sopiva suurille muodonmuutosnopeuksille. Epälineaarisessa analyysissä myötäminen rajoittaa voimien kasvua, jolloin vastaavaa ongelmaa ei havaita. Toisaalta, jos epälineaarisessa tapauksessa huomioitaisiin teräksen todellinen myötörajan nousu, kasvaisivat myös rakenteissa esiintyvät voimat.
- vaimennuskertoimen suuruus. Vaimennuskertoimen käyttämättä jättäminen on luonnollisesti konservatiivista, mutta siltäteräsrakenteiden todellisten kenttäkokeiden perusteella vaimennuskertoimen suuruus voi olla lineaarisessa tapauksessa jopa 3,5-4,5 %. Vaimennuskertoimen käyttäminen vaatii-kin syvällistä tutustumista erilaisten kenttäkokeiden vaimennuskertoimien suuruuksiin.

Analysoitavat rakenteet oli mallinnettu ristikkoanalogialla, joten jos todellisten ristikkorakenteiden liitoksiin kohdistuu taivutusmomentteja tai leikkausvoimia, eivät tapaustutkimusten tulokset tällöin välttämättä pidä paikkaansa, vaan tulokset ovat enemmänkin suuntaa antavia. Taivutusmomentteja ja leikkausvoimia voi esiintyä ristikkorakenteessa esimerkiksi silloin, kun kuormia ei tuoda orsituilla suoraan pystysuuntaisille uumasauvoille vaan esimerkiksi uumasauvojen väliin. Kuten kappaleessa 2.3 on mainittu, Zhao et al. (2017, s. 113-114) arvioivat koetulosten perusteella, että optimaalista rakennemallia, jossa hitsit on idealisoitu täysin nivelellisiksi, voidaan käyttää ristikon jatkuvan sortuman analysoinnissa. Käytännössä tämän diplomityön ristikkoanalogialla mallinnetut rakenteet vastaavat optimaalista rakennemallia, koska kuormitukset on tuotu ristikkoihin pystysuuntaisten uumasauvojen kohdalla. Käytetty rakennemallin mallintamistekniikka on siten todennäköisesti realistinen.

Käytetty mallintamistekniikka aiheuttaa kuitenkin sen, että uumasauvoja ei voida poistaa tai rakenne menettää stabiiliutensa, koska tällöin syntyy mekanismi nivelten yrittäessä kantaa taivutusmomentteja. Vaurionsietokykyä arvioitaessa on kuitenkin yhtä tärkeää myös analysoida uumasauvojen äkillistä vaurioitumista rakenteessa, kuten esimerkiksi Hoangin (2016)

tutkimustuloksista voidaan päätellä. Myös alapaarteiden poistaminen on yhtä tärkeää vaurionsietokykyä arvioitaessa. Tämän diplomityön tapaustutkimuksia tehdessä todettiin, että rasi-tetuimman alapaarteiden poisto aiheutti odotetusti runsaasti yläpaarteiden ja ristikon diagonaalien nurjahduksia, minkä takia ne päätettiin rajata työstä pois.

8.2 Tapaustutkimusten tulosten arviointi

8.2.1 Yksiaukkoisen ristikon

8.2.1.1 Lineaariset tapaukset

Yksiaukkoisen ristikon yläpaarteiden poistoista voidaan päätellä, että mitä keskeemmältä ristikkoon sauva poistetaan, sitä tarkempia pystysuuntaisia siirtymiä menetelmät saavat keskenään (ks. kuvat 28-31). Tuloksista voidaan todeta, että sauvavoimien kombinointi yliarvioi suurimpia pystysuuntaisia siirtymiä (15-25 %) ja järjestelmällisesti menetelmä antaa liian suuria (30-100 %) vaakasuuntaisia siirtymiä. Yliarviointi johtunee siitä, että vaakasuuntaiset yksittäiset voimat aiheuttavat liian suuria siirtymiä rakenteen ollessa mekani-smi, mitä ei havaita tasaisesti jakautuneella ulkoisella kuormalla. Lisäksi kokonaispotentiaalienergian minimi saa systemaattisesti liian suuria pysty- ja vaakasuuntaisia siirtymiä verrattuna muihin menetelmiin, koska menetelmä olettaa, että korotettavat kuormat (ulkoinen kuorma) on asetettu äkillisesti rakenteeseen. Menetelmillä saatiin DAF-arvoiksi 1,2-1,6 riippuen poistettavan sauvan sijainnista.

Yksiaukkoisessa ristikossa esiintyvistä aksiaalivoimista (ks. taulukot 8-11) voidaan todeta, että sauvavoimien kombinointi yliarvioi yläpaarteissa ja jäykisteissä esiintyvät aksiaalivoimat, kun taas menetelmä aliarvioi alapaarteissa ja uumasauvoissa esiintyviä voimia. Potentiaalienergiamenetelmä ja lineaarista dynaamisia siirtymiä vastaava tasainen kuorma yliarvioivat ylä- ja alapaarteissa esiintyvät aksiaalivoimat (10-20 %). Lisäksi uumasauvoissa esiintyvät aksiaalivoimat ovat joko 10-20 % liian suuria tai pieniä verrattuna dynaamisen menetelmän voimiin.

8.2.1.2 Epälineaariset tapaukset

Sauvavoimien kombinointi saa dynaamiseen menetelmään selvästi liian pieniä (35 %) siirtymiä (ks. kuvat 32-34), vaikka sauvavoimien kombinoinnilla on tutkituista menetelmistä suurimmat plastiset venymät. Ilmiö aiheutunee siitä, että kun sauvavoimat kuormittavat rakennetta, ei rakenteessa tällöin vaikuta pystysuuntaisia voimia, jotka painaisivat rakennetta samanaikaisesti alaspäin.

Potentiaalienergiamenetelmä antaa siirtymiltään lähes yhden suhde yhteen tuloksia sauvanpoistoissa #1 ja #2 dynaamisen menetelmän kanssa, mutta sauvanpoistossa #3 menetelmä aliarvoi noin 34 % pystysuuntaisia siirtymiä (ks. kuvat 32-34). Aliarviointi johtuu siitä, että vaurioitunut rakenne (ulkoinen kuorma kerrottuna 1,0:lla) pysyy menetelmää käytettäessä lineaarisella alueella, kun taas sauvanpoistoissa #1 ja #2 rakenne alkoi myötäämään jo vaurioituneessa rakenteessa.

Kokonaispotentiaalienergian minimillä saadaan 16 % liian suuria pystysuuntaisia siirtymiä sauvanpoistoissa #1 ja #2, kun taas sauvanpoistossa #3 saadaan jopa 86 % liian suuria siirtymiä (ks. kuvat 32-34). Menetelmillä saatiin DAF-arvoiksi 1,1-1,3 riippuen poistettavan sauvan sijainnista. DAF-arvot ovat siis pienempiä kuin lineaarisessa tapauksessa, koska siirtymien kasvattamiseksi tarvitaan pienempi voiman lisäys, kun rakenne myötää.

Sauvanpoistoista #1-#3 voidaan todeta, että rakenteessa esiintyvät aksiaalivoimat ovat lähes yhtä suuria laskettaessa kokonaispotentiaalienergian minimillä, potentiaalienergiamenetelmällä ja tasaisella DAF-arvolla korotetulla kuormalla (ks. taulukot 13, 15 ja 17), vaikka siirtymät menetelmien välillä ovat merkittävästi erisuuruiset. Mainitut kolme menetelmää antavat kuitenkin dynaamiseen menetelmään verrattuna konservatiivisia aksiaalivoimia alapaarteissa ja sopivia aksiaalivoimia jäykisteissä. Yläpaarteissa ja uumasauvoissa esiintyvät voimat sen sijaan voivat olla todella epäkonservatiivisia (200 %) tai konservatiivisia (60 %). Kilonewtoneissa ero ei kuitenkaan ole välttämättä kovin suuri. Dynaaminen menetelmä antaa esimerkiksi sauvanpoistossa #2 alapaarteen sauvalle 2 112 kN aksiaalivoiman, kun tasaisesta kuormasta käyttävät menetelmät antavat sauvan voimaksi noin 60 kN (ks. taulukko 15).

8.2.2 Kaksilaivainen tasokehä

8.2.2.1 Lineaarinen tapaus

Linearisessa pilarinpoistossa menetelmät antavat sekä pysty- että vaakasuuntaisiksi lähes identtiset siirtymät dynaamisen menetelmän kanssa (ks. kuva 39). Voidaan todeta, että kokonaispotentiaalienergian menetelmä ja sauvavoimien kombinointi hieman yliarvioivat (4 %) suurimpia siirtymiä, kun taas potentiaalienergiamenetelmä aliarvioi siirtymiä (1-2 %). Erot ovat siis merkityksettömiä. Rakenne ei kuitenkaan käyttäydy täysin ideaalisesti yhden vapausasteen värähtelijän tavoin, koska jäljelle jäävä rakenne ei saavuta suurinta teoreettista arvoaan 2,0, kuten pilari-palkki-rakenteissa oletetaan käyvän täysin lineaarisessa tapauksessa. Saadut dynaamiset kertoimet olivat noin 1,8-2,0.

Tasainen kuorma, potentiaalienergiamenetelmä ja kokonaispotentiaalienergian minimi aliarvioivat (0-12 %) yläpaarteiden 3-6 ja alapaarteiden 12-13 aksiaalivoimat verrattuna dynaamiseen tapaukseen (ks. taulukko 19). Lisäksi menetelmät yliarvioivat pilareissa 30 ja 31 esiintyvät aksiaalivoimat (20 %). Ali- ja yliarvioinnit johtunevat siitä, että pilarinpoistossa dynaaminen efekti vaikuttaa suurimmillaan juuri pilarinpoiston alueella, jonne kohdistuu siis suurimmat voimat. Juuri tämän takia sauvavoimien kombinointi saavuttaa tarkimmat voimat verrattuna muihin menetelmiin.

8.2.2.2 Epälineaarinen tapaus

Epälineaarisen tapauksen tuloksissa voidaan potentiaalienergiamenetelmää käytettäessä havaita sama järjestelmällinen virhe kuin yksiaukkoisessa ristikossa, eli jos vaurioitunut rakenne (X_1) pysyy lineaarisella alueella, menetelmä olettaa rakenteen käyttäytyvän lineaarisesti, vaikka todellisuudessa käyttäytyminen on epälineaarista (ks. kuva 40). Sauvavoimien kombinointi yliarvioi (60 %) rakenteen pystysuuntaiset siirtymät, koska plastisoituvat alapaarteen sauvat 12 ja 13 saavat todellisuutta suurempia venymiä kuin käyttämällä dynaamista tai tasaisen kuorman menetelmää.

Kuten yksiaukkoisessa ristikossa, myös tasokehän pilarinpoiston tapauksessa voidaan havaita, että tasainen kuorma, potentiaalienergiamenetelmä ja kokonaispotentiaalienergian minimi antavat lähestulkoon yhtä suuria yläpaarteen ja alapaarteen voimia kuin dynaaminen menetelmä. Ainoastaan sauvavoimien kombinointi aliarvioi (3-18 %) ylä- ja alapaarteen voimia. Pilareissa 30 ja 32 esiintyviä voimia kaikki menetelmät aliarvioivat (5-23 %). Uumasauvojen tapauksessa kaikki menetelmät antavat sauvasta riippuen joko liian pieniä tai suuria arvoja, mutta voimia vertailtaessa erot eivät ole kovin suuria. (ks. taulukko 21)

8.2.3 3D-halli

8.2.3.1 Lineaarinen tapaus

Suuren 3D-hallin tapauksessa potentiaalienergiamenetelmä ja sauvavoimien kombinointi antavat pystysuuntaiselle siirtymälle yhtä suuret siirtymät kuin dynaaminen menetelmä (ks. kuva 44). Sauvavoimien kombinointi yliarvioi 1-5 % vaakasuuntaisia siirtymiä dynaamiseen menetelmään verrattuna. Kokonaispotentiaalienergian minimi saa DAF-arvoksi 2,066. Tämä ilmiö johtuu siitä, että ristikoissa #1-#2 ja #4-#5 vaikuttavat ulkoiset kuormat aiheuttavat siirtymää myös ristikkoon #3 systeemivaikutuksen takia. Laskettaessa kokonaispotentiaalienergian minimiä kaavalla 20, korotetaan ainoastaan vaikuttavan jännevälin voimia, kunnes tasapaino on löydetty sisäisen ja ulkoisen energian välillä. Se ei siis ota huomioon systeemivaikutuksesta johtuvia siirtymiä.

Tuloksista (ks. taulukko 22) voidaan todeta, että tasainen kuorma, potentiaalienergiamenetelmä ja kokonaispotentiaalienergian minimi antavat yhtä suuria tai lähes yhtä suuria voimia kuin dynaaminen menetelmä sauvoille 1-3. Sauvat 6-8 ovat voimien suhteen suurimmillaan 60 % varmalla puolella. Tasaista kuormaa käytettäessä malli havaitsee huomomin todellisten voimien suuruuksia ristikon ehjällä puoliskolla. Alapaarteet ovat enimmäkseen konservatiivisella puolella, eli tasaiset kuormat yliarvioivat alapaarteissa vaikuttavat voimat. Tasaisten kuormien ja sauvavoimien kombinoinnille selvästi vaikeinta on saada yhtä suuria voimia dynaamisen menetelmän kanssa uumasauvojen kohdalla. Dynaamiseen menetelmään verrattuna X-jäykisteiden ja orsitukien aksiaalivoimat eroavat prosentuaalisesti jopa 20-30 % aksiaalivoimista, mutta kilonewtoneita verrattaessa erot eivät ole kovin suuria (suuruusluokka 0-20 kN).

8.2.3.2 Epälineaarinen tapaus

Epälineaarisessa sauvanpoistossa potentiaalienergiamenetelmä antaa jälleen liian pieniä (50 %) pystysuuntaisia siirtymiä sellaisessa tilanteessa, jossa vaurioitunut rakenne (X_1) on pysynyt lineaarisella alueella (ks. kuva 45). Sauvavoimien kombinointi saa lähes samoja pystysuuntaisia siirtymiä kuin dynaaminen menetelmä, mikä johtuu ainakin siitä, että ainoastaan ristikon toisen puolen jäykisteet myötäävät. Yhden jännevälin ristikossa ristikon molempien puolen jäykisteet myötäävät, jolloin rakenne siirtyy enemmän pystysuunnassa. Kokonaispotentiaalienergian minimi antaa myös tässä rakenteessa konservatiivisimmat tulokset siirtymien osalta – pystysuuntaiset siirtymät ovat 24 % suurempia kuin dynaamisen menetelmän. Dynaamisten kertoimen arvot ovat noin 1,25-1,34, jotka ovat samaa suuruusluokkaa kuin yksiaukkoisen ristikon sauvanpoistossa (1,23-1,33).

Aksiaalivoimien tapauksessa dynaaminen menetelmä antaa suurempia voimia lähes kaikissa rakenneosissa verrattuna likimääräisiin sauvanpoistomenetelmiin (ks. taulukko 24). Likimääräisillä sauvanpoistomenetelmillä yläpaarteissa, alapaarteissa ja uumasauvoissa vaikuttavat aksiaalivoimat ovat epäkonservatiivisia. Sen sijaan X-jäykisteissä vaikuttavat voimat ovat lähes yhden suhde yhteen dynaamisen menetelmän kanssa. Orsituet ovat enimmäkseen konservatiivisella puolella.

8.3 Staattisten likimääräisten sauvanpoistomenetelmien rajoitukset

Staattisia likimääräisiä sauvanpoistomenetelmiä käytettäessä tulee tunnistaa menetelmän oletukset ja rajoitukset, ja ne käydään läpi tässä kappaleessa. Oletukset ja rajoitukset kappaleen 7.1 menetelmien numerointeja käyttäen ovat

2. Sauvavojimien kombinointi:

Menetelmä olettaa, että rakenteiden muodonmuutostiloja voidaan superponoida lineaarisessa elastisessa tapauksessa. Tapaustutkimusten lineaarisista tuloksista voidaan päätellä, että menetelmä antaa tarkkoja pystysuuntaisia siirtymiä, mutta sauvanpoistoissa menetelmä yliarvioi vaakasuuntaisia siirtymiä. Yläpaarteita poistettaessa menetelmä yliarvioi yläpaarteissa ja jäykisteissä vaikuttavat voimat, kun taas alapaarteissa vaikuttavat voimat menetelmä aliarvioi. Jos poistettava sauva sijaitsisi alapaarteissa, yliarvioisi menetelmä oletettavasti tällöin alapaarteissa vaikuttavat voimat ja aliarvioisi yläpaarteissa vaikuttavat voimat. Menetelmä antaa siirtymiltä ja voimiltaan epälineaarista dynaamista menetelmää lähellä olevia tuloksia, vaikka menetelmän superponointi epälineaarisissa tilanteissa ei päde.

3. Tasainen ulkoinen kuorma dynaamisella kertoimella:

Menetelmä olettaa, että sauvan- tai pilarinpoiston dynaamisuutta voidaan simuloida tasaisella ulkoisella kuormalla, joka kerrotaan sopivalla dynaamisella kertoimella. Tapaustutkimusten lineaarisista ja epälineaarisista tuloksista voidaan päätellä, että tarkalla dynaamisella kertoimella voidaan saada lähes yhden suhde yhteen siirtymiä dynaamisten menetelmien kanssa. Dynaaminen kerroin voidaan määrittää joko laskemalla solmupisteiden siirtymien keskiarvo vaurioituneen rakenteen siirtymien ja dynaamisen menetelmän suurimpien siirtymien arvojen keskiarvojen suhteena, tai haarukoimalla (epälineaarisessa tapauksessa) sopiva dynaaminen kerroin.

4. Potentiaalienergiamenetelmä:

Menetelmä olettaa, että rakenteiden muodonmuutostilat voidaan ennustaa vertailemalla ehjän ja vaurioituneen rakenteen ulkoisen energian muutoksia. Täten menetelmä olettaa, että rakenne käyttäytyy samalla tavalla koko kuormituksen ajan. Tapaustutkimusten perusteella menetelmä toimii lineaarisissa tapauksissa aina, mutta epälineaarisissa tapauksissa rakenteen tulokset ovat hyvin riippuvaisia siitä, plastisoituvatko kaikki rakenteet vaurioituneen rakenteen, eli X_1 , tilassa.

5. Kokonaispotentiaalienergian minimiin perustuva energiamenetelmä:

Menetelmä olettaa, että korotettava kuorma (ulkoinen *pushdown*-voimavektori) on asetettu äkillisesti rakenteeseen ja se aiheuttaa rakenteeseen varsinaisen dynaamisen efektin. Tämä voidaan todentaa esimerkiksi kuvasta 30a, jossa sauvanpoisto #4 aiheuttaa todellisuudessa pienen dynaamisen efektin ristikkorakenteeseen. Menetelmä antaa täten liian suuria voimia ja siirtymiä tapaustutkimusten tulosten perusteella aina lineaarisissa tapauksissa kuin dynaaminen menetelmä antaa. Suuremmat siirtymät ovat havaittavissa myös epälineaarisista tapauksista, mutta voimat ovat useimmissa epälineaarisissa tapauksissa hyvin lähellä dynaamisia tuloksia.

9 Johtopäätökset, yhteenveto ja jatkotutkimusehdotukset

Hallirakennuksia on Suomessa romahtanut verraten vähän, minkä takia CC1-CC2 luokkien teräsrunkoisten hallirakennuksen suunnittelussa erillinen varautuminen ristikon tai kehän vaurioitumiseen ei välttämättä ole perusteltua, koska eurokoodeilla suunniteltaessa saavutetaan joka tapauksessa riittävä turvallisuustaso tavanomaisissa rakenteissa. Sen sijaan CC3-luokkien rakenteissa voidaan viranomaisten, tilaajan ja suunnittelijan kesken päätyä ristikon tai kehän vaurionsietokyvyn varmistamiseen. Vaurionsietokykyä voidaan analysoida matemaattisesti tarkoilla menetelmillä, kuten esimerkiksi lineaarisella tai epälineaarisella dynaamisella analyysillä, mutta niiden käyttäjän tulee tuntea tarkkaan analyysin vaatimat parametrit, kuten esimerkiksi aika-askeleen suuruus, vaimennuskertoimen suuruus, sauvan- tai pilarinpoistonopeus ja sauvanpoistoon liittyvät mallintamistekniikat.

Tässä työssä tutkittiin sauvan- tai pilarinpoistoa simuloivia staattisia likimääräisiä menetelmiä, jotta niitä voitaisiin soveltaa teräsrakenteiden vaurionsietokyvyn analysointiin tukeutumatta dynaamisiin analyysihin tai dynaamisiin kertoimiin. Tutkitut staattiset likimääräiset menetelmät olivat sauvavoimien kombinointi, tasainen ulkoinen kuorma dynaamisella kertoimella, potentiaalienergiamenetelmä ja kokonaispotentiaalienergian minimiin perustuva energiamenetelmä.

Tapaustutkimusten tuloksien siirtymistä voidaan todeta, että lineaarisissa elastisissa tapauksissa kaikki tutkitut menetelmät antavat siirtymistä lähes dynaamisia analyysijä vastaavia siirtymiä. Sen sijaan epälineaarisissa tapauksissa menetelmien välillä on havaittavissa huomattavia eroja siirtymien suhteen. Potentiaalienergiamenetelmä ja sauvavoimien kombinointi ovat lineaarikombinointeja, minkä takia siirtymät poikkeavat oletettavasti hyvinkin paljon dynaamisista tuloksista. Potentiaalienergiamenetelmän paikkansapitävyys epälineaarisissa tilanteissa riippuu vahvasti siitä, plastisoituuko rakenne jo staattisesti vaurioituneessa tilassa X_1 ilman dynaamista kerrointa. Jos rakenne ei plastisoidu, potentiaalienergiamenetelmä aliarvioi siirtymiä 34-50 % tapaustutkimuksissa. Sauvavoimien kombinoinnissa menetelmän paikkansapitävyys riippuu plastisoituneiden osien sijainnista. Yksiaukkoisen ristikon tapauksessa, jossa ristikon kaikki jäykisteet myötäsivät, menetelmä antaa 40 % liian pieniä siirtymiä verrattuna dynaamiseen menetelmään. Kaksilaivaisen tasokehän tapauksessa sauvavoimien kombinointi antoi 60 % liian suuria siirtymiä, ja 3D-hallin tapauksessa menetelmä antoi lähes dynaamista menetelmää vastaavia siirtymiä. Tasaisella ulkoisella kuormalla, jolle dynaaminen kerroin on epälineaarisessa tapauksessa määritetty haarukomalla, menetelmä antaa lähes yhden suhde yhteen siirtymiä epälineaarisen dynaamisen menetelmän kanssa kaikissa kolmessa tapaustutkimuksissa. Viimeinen tutkittu menetelmä, kokonaispotentiaalienergian minimi, olettaa, että menetelmää käytettäessä korotettavat kuormat on asetettu rakenteeseen äkillisesti. Tämän takia menetelmä antoi tapaustutkimuksissa poikkeuksetta liian suuria (10-100 %) siirtymiä verrattuna muihin menetelmiin. Menetelmä oli siirtymien suhteen kuitenkin konservatiivinen jokaisessa tapaustutkimusten laskentatapauksessa.

Tapaustutkimusten tuloksien aksiaalivoimia verratessa voidaan todeta, että yksikään menetelmä ei pysty toistamaan dynaamisten menetelmien voimasuureita kaikissa tapaustutkimuksissa. Lineaarisissa tapauksissa sauvavoimien kombinointi aliarvioi useimmiten ylä- ja alaparteiden voimat. Ainoastaan yksiaukkoisen ristikon tapauksessa sauvavoimien kom-

binointi yliarvioi yläpaarteiden voimat, mutta toisaalta silloin menetelmä aliarvioi alapaarteissa vaikuttavat voimat. Epälineaarisissa tapauksissa menetelmä useimmiten aliarvoi ylä- ja alapaarteissa esiintyvät voimat. Tasainen ulkoinen kuorma, potentiaalienergiamenetelmä ja kokonaispotentiaalienergian minimi antavat keskenään aina samoja siirtymiä ja voimia, jos dynaaminen kerroin on yhtä suuri. Menetelmistä voidaan todeta tapaustutkimusten perusteella, että lineaarisissa ja epälineaarisissa yksiaukkoisen ristikon ja kaksilaivaisen tasokehän tapauksessa ne pääosin yliarvioivat ylä- ja alapaarteissa vaikuttavat voimat, mutta 3D-hallin tapauksessa ne aliarvioivat yläpaarteissa, alapaarteissa ja uumasauvoissa vaikuttavat voimat.

Tämän diplomityön soveltavan osion tulokset perustuvat tapaustutkimuksiin, jolloin tuloksista on haastavaa suorittaa yleistystsiä. Menetelmien käytöstä voidaan kuitenkin todeta, että on ensisijaisen tärkeää ymmärtää, mikä sauvan vaurioitumisen dynaamisuuden aiheuttaa. Lisäksi saadut tulokset tulee toistaa aina jollakin toisella laskentamenetelmällä varsinkin epälineaarisissa tapauksissa. Tapaustutkimusten epälineaarisista tuloksista voidaan yleisellä tasolla todeta, että tulokset menetelmien kesken riippuvat huomattavasti sekä poistettavan sauvan sijainnista että menetelmien oletuksista. Menetelmistä vain kokonaispotentiaalienergian minimi antoi tapaustutkimuksissa pysty- ja vaakasuuntaisilta siirtymiltään aina konservatiivisia tuloksia verrattaessa dynaamisten analyysien siirtymiin. Mikään menetelmä ei ollut aksiaalivoimien suhteen konservatiivinen jokaisessa tapaustutkimuksen laskentatapauksessa.

Diplomityön tapaustutkimuksia tehdessä on noussut esiin useita jatkotutkimus- ja jatkokehitysideoita. Ensimmäinen niistä on laskennan automatisoinnin kehittäminen niin, että RFEM korottaa kokonaispotentiaalienergian minimin periaatteen mukaisesti kuormia, kunnes tasapaino löytyy. Tämän jälkeen RFEM ilmoittaisi automaattisesti vaadittavat kiertymät, siirtymät ja voimasuureet suunnittelijalle, joka pystyisi varmistamaan muun muassa liitosten kiertymiskyvyn. Toinen jatkotutkimusaihe voisi olla teräskehän mallintaminen optimaalisella rakennemallilla, jolloin rakenteisiin voi muodostua plastisia niveliä. Tällöin rakenne voi saavuttaa murtokiertymän, kun taas ristikkoanalogialla mallinnettaessa malli ei pysty havaitsemaan plastista niveltä liitoskohdissa.

Kolmas jatkotutkimusehdotus on sauvanpoiston realistisuuden todentaminen kokeellisin menetelmin esimerkiksi silloin, kun teräsrunkoinen halli puretaan. Tällöin pystyttäisiin määrittämään kenttäkokein rakenteen vaimennuskerroin. Lisäksi voitaisiin suorittaa äkillinen sauvanpoisto esimerkiksi suuntapanoksin, ja analysoida rakenteen käyttäytymistä todellisessa tilanteessa. Neljäs jatkotutkimusidea on tutkia RFEM:n tulosten oikeellisuutta plastisia materiaalmalleja käytettäessä. Tapaustutkimuksia tehdessä huomattiin, että riippuen käytetystä RFEM:n versiosta, voi RFEM ilmoittaa voimat ja venymät lineaarisen elastisen materiaalmallin mukaan, vaikka materiaalmalliksi on valittu kaksoislineaarinen myötölujittuva materiaali. Siirtymät kuitenkin tapahtuvat valitun materiaalmallin mukaan. RFEM:n tulokset tuleekin aina varmistaa käsinlaskentana esimerkiksi 1D-tapauksena yhdellä sauvalla.

Lähdeluettelo

Adam, Jose M. Parisi, Fulvio. Sagaseta, Juan. Lu, Xinzheng. 2018. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. Engineering Structures. Vol 173. s. 122-149. ISSN 0141-0296. Saatavissa:

<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.082>

Armenàkas, Anthony E. 2006. Advanced mechanics of materials and applied elasticity. Boca Raton, Florida, USA: Taylor & Francis. 975 s. ISBN 978-0-8493-9899-5.

Beards, C.F. 1996. Structural Vibration: Analysis and Damping. Halsted Press. 272 s. ISBN 978-0-340-64580-2 (painettu). ISBN 978-0-0805-1805-3 (sähköinen).

Beer, Ferdinand P. Johnston Jr, E. Russell. DeWolf, John T. Mazurek, David F. 2015. Mechanics of Materials. 7. painos. New York, New York, Yhdysvallat: McGraw-Hill Education. 831 s. ISBN 978-0-07-339823-5.

Brett, Colin. Lu, Yong. 2013. Assessment of robustness of structures: Current state of research. Frontiers of Structural and Civil Engineering. Vol 7:4. s. 356-368. ISSN 2095-2430 (painettu). ISSN 2095-2449 (sähköinen). Saatavissa: <https://doi.org/10.1007/s11709-013-0220-z>

Cha, Hun. Lyrenmann, Lindsey. Connor, Robert J. Varma, Amit H. 2014. Experimental and Numerical Evaluation of the Postfracture Redundancy of a Simple Span Truss Bridge. Journal of Bridge Engineering. Vol 19:11. s. 1-13. ISSN (painettu) 1084-0702. ISSN (sähköinen) 1943-5592. Saatavissa: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000622](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000622)

Chopra, Anil K. 2007. Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. 3. painos. Upper Saddle River, New Jersey, Yhdysvallat: Pearson Prentice Hall. 876 s. (Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics). ISBN 0-13-156174-X.

Clough, Ray W. Penzien, Joseph. 1993. Dynamics of Structures. 2. painos. New York: McGraw-Hill. 738 s. (Civil Engineering Series). ISBN 0-07-011394-7 (painettu). ISBN 0-07-113241-4 (tilatessa).

Department for Communities and Local Government (DCLG). 2011. Review of international research on structural robustness and disproportionate collapse. Lontoo: DCLG Publications. 198 s. ISBN 978-1-4098-3007-8.

Department of Defense (DoD, USDOD tai DOD). 2016. Design of Buildings to Resist Progressive Collapse. 3. painos. Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03. 227 s.

Dlubal. RFEM 5 User Manual. 2019. [Verkkodokumentti]. Dlubal Software GmbH. Saatavissa: <https://www.dlubal.com/-/media/1940DA1D4C7242DCB72553023E0C2DAB.ashx?mlid=1940DA1D4C7242DCB72553023E0C2DAB> [Viitattu 19.5.2020].

Dlupal. RF-Dynam Pro. 2020. [Verkkodokumentti]. Dlupal Software GmbH. Saatavissa: <https://www.dlupal.com/-/media/Files/website/documents/manuals/rfem-and-rstab-add-on-modules/dynamic-analysis/dynam/rf-dynam-pro-manual-en.pdf?mlid=7D93699502234D1BBC5869D8849C5EB5> [Viitattu 19.5.2020].

Dusenberry, D. Hamburger, Ronald. 2006. Practical Means for Energy-Based Analyses of Disproportionate Collapse Potential. Journal of Performance of Constructed Facilities. Vol 20:4, s. 336-348. ISSN 0887-3828 (painettu), ISSN 1943-5509 (sähköinen). Saatavissa: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2006\)20:4\(336\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2006)20:4(336))

Ellingwood, Bruce R. Smilowitz, Robert. Dusenberry, Donald O. Duthinh, Dat. Carino, Nicholas J. 2007. Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings. Gaithersburg, Maryland, USA: National Institute of Standards and Technology (NIST tai NISTIR). 194 s.

Ferraioli, Massimiliano. 2019. A modal pushdown procedure for progressive collapse analysis of steel frame structures. Journal of Constructional Steel Research. Vol 156. s. 227-241. ISSN 0143-974X. Saatavissa: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.02.003>

General Services Administration (GSA). 2016. Alternate Path Analysis ja Design Guidelines For Progressive Collapse Resistance. Revisio 1. s. 50 + liitteet A-E.

Gerasimidis, S. Baniotopoulos, C.C. 2011. Steel moment frames column loss analysis: The influence of time step size. Journal of Constructional Steel Research. Vol 67. s. 557-564. ISSN 0143-974X. Saatavissa: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2010.12.006>

Gross, Dietmar. Hauger, Werner. Schröder, Jörg. Wall, Wolfgang A. Govindjee, Sanjay. 2014. Engineering Mechanics 3. 2. painos. Berliini, Saksa: Springer. 365 s. ISBN 978-3-642-53711-0 (painettu). ISBN 978-3-642-53712-7 (sähköinen).

Hautaniemi, Olli. 2014. Sähkönsiirtoon tarkoitettujen rakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Diplomityö. Tampereen teknillinen yliopisto, Talouden ja rakentamisen tiedekunta, Rakennustekniikka. Tampere. 92 s. Saatavissa: <http://urn.fi/URN:NBN:fi:tty-201407101355>

Hoang, Khuyen Trong. 2016. Redundancy and Progressive Collapse Analysis Methods for Steel Truss Bridges. Väitöskirja. Nagaokan teknillinen yliopisto, Rakennus- ja ympäristötekniikan laitos. Nagaoka. 146 s. Saatavissa: <http://hdl.handle.net/10649/849>

Hoang, Khuyen Trong. Eiji, Iwasaki. 2016. An approximate method of dynamic amplification factor for alternate load path in redundancy and progressive collapse linear static analysis for steel truss bridges. Case Studies in Structural Engineering. Vol 6. s. 53-62. ISSN 2214-3998. Saatavissa: <https://doi.org/10.1016/j.csse.2016.06.001>

Janssens, Victoria Maria. 2012. Modelling Progressive Collapse in Steel Structures. Väitöskirja. Trinity College (Dublin) -yliopisto, Rakennus- ja ympäristötekniikan laitos. Dublin. 192 s. Saatavissa: <http://hdl.handle.net/2262/66977>

Jiang, X. Chen, Y. 2012. Progressive Collapse Analysis and Safety Assessment Method for Steel Truss Roof. Journal of Performance of Constructed Facilities. Vol. 26:3. s. 230-

240. ISSN 0887-3823 (painettu). ISSN 1943-5509 (sähköinen). Saatavissa: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000236](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000236)

Karppinen, Tuomo. Korttesmaa, Markku. Aho, Pekka. Virtanen, Esa. Valonen, Kai. 2003. Messuhallin katon romahtaminen Jyväskylässä 1.2.2003. Tutkintaselostus B2/2003Y. Helsinki: Onnettomuustutkintakeskus. s. 71. Saatavissa: https://turvallisuustutkinta.fi/material/attachments/otkes/tutkintaselostukset/fi/muutonnettomuudet/2003/b22003y_tutkintaselostus/b22003y_tutkintaselostus.pdf

Kassimali, Aslam. Bidhendi, Ebrahim. 1988. Stability of trusses under dynamic loads. Computers & Structures. Vol 29:3. s. 381-392. ISSN 0045-7949. Saatavissa: [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(88\)90391-4](https://doi.org/10.1016/0045-7949(88)90391-4)

Kiakojour, Foad. De Biagi, Valerio. Chiaia, Bernardino. Sheidaii, Mohammad Reza. 2020. Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects. Engineering Structures. Vol 206. Artikkelin 110061. s. 1-21. ISSN 0141-0296. Saatavissa: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.110061>

Klasila, Elias. 2016. Betonielementtirunkoisen toimistorakennuksen nurkan jatkuvan sortuman hallinta. Diplomityö. Aalto-yliopisto, Insinööritieteiden korkeakoulu, Rakennus- ja rakennustuotantotekniikka. Espoo. 78 s. Saatavissa: <http://urn.fi/URN:NBN:fi:aalto-201606172589>.

Klinger, C. Mehdiapour, M. Klingbeil, D. Bettge, D. Häcker, R. Baer, W. 2011. Failure analysis on collapsed towers of overhead electrical lines in the region Münsterland (Germany) 2005. Engineering Failure Analysis. Vol 18:7. s. 1873-1883. ISSN 1350-6307 (painettu). Saatavissa: <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2011.07.004>

Knoll, Franz. Vogel, Thomas. 2009. Design for Robustness. Zürich, Sveitsi: International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE). 99 s. [viitattu 4.2.2020]. ISBN 978-3-85748-120-8 (painettu). ISBN 978-1-61344-218-0 (sähköinen). Saatavissa: https://app.knovel.com/web/toc.v/cid:kpDRSED00F/viewerType:toc//root_slug:design-robustness-sed/url_slug:references?=undefinedjaissue_id=kpDRSED00Fja-hierarchy=

Kukkonen, Juha. 2016. Unohtuuko laki rakenteellisen turvallisuuden varmentamisesta?. Rakennuslehti [Verkkolehti] [Viitattu 4.2.2020]. Saatavissa: <https://www.rakennuslehti.fi/blogit/unohtuuko-laki-rakenteellisen-turvallisuuden-varmentamisesta/>

Kyngäs, Jaakko. 2019. Jatkuvan sortuman analyysimenetelmät. Diplomityö. Oulun yliopisto, Teknillinen tiedekunta, Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka. Oulu. 82 s. Saatavissa: <http://urn.fi/URN:NBN:fi:oulu-201911203112>.

Laki laajarunkoisten rakennusten rakenteellisen turvallisuuden arvioinnista 20.3.2015/300. Finlex. [Viitattu 1.4.2020]. Saatavissa: <https://www.finlex.fi/fi/laki/ajantasa/2015/20150300>

Lee, C. Kim, S. Han, K. Lee, K. 2009. Simplified nonlinear progressive collapse analysis of welded steel moment frames. *Journal of Constructional Steel Research*. Vol 65. s. 1130-1137. ISSN 0143-974X. Saatavissa: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.10.008>

Lehtinen, Teppo. 2019. Laki laajarunkoisten rakennusten rakenteellisen turvallisuuden arvioinnista - neljä vuotta myöhemmin. *RY Rakennettu Ympäristö*. Vol. 56:2. s. 18-21. ISSN 1457-9510 (painettu). ISSN 2490-1989 (verkkojulkaisu).

Leino, Tapio. Kortesmaa, Markku. 2006. Laajarunkoisten teräs- tai puurakenteisten liikuntahallien rakenteellinen turvallisuus ja kunnan tarkastus: Projektiraportti. VTT Technical Research Centre of Finland. s. 70. Saatavissa: https://www.vttresearch.com/sites/default/files/julkaisut/muut/2006/Jul05_20-3-2006.pdf

Leino, Tapio. Åström, Gunnar. Lahtela, Tero. 2017. Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry. 166 s. (RIL, ISSN 0356-9403; 201-4). ISBN 978-951-758-617-7 (painettu). ISBN 978-951-758-618-4 (sähköinen).

Leyendecker, Edgar V. Ellingwood, Bruce R. 1977. Design to Reduce the Risk of Progressive Collapse. Washington (DC), USA: National Bureau of Standards. s. 66.

Lin, Weiwei. Lam, Heang. Yoda, Teruhiko. Ge, Haijie. Xu, Ying. Kasano, Hideyuki. Nogami, Kuniei. Murakoshi, Jun. 2017. After-fracture redundancy analysis of an aged truss bridge in Japan. *Structure and Infrastructure Engineering*. Vol 13:1. s. 107-117. ISSN 1573-2479 (painettu). ISSN 1744-8980 (sähköinen). Saatavissa: <https://doi.org/10.1080/15732479.2016.1198393>

Liu, M. 2015. Pulldown Analysis for Progressive Collapse Assessment. *Journal of Performance of Constructed Facilities*. Vol. 29:1. s. 1-8. ISSN 0887-3823 (painettu). ISSN 1943-5509 (sähköinen). Saatavissa: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000459](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000459)

Liu, M. Pirmoz, A. 2016. Energy-based pulldown analysis for assessing the progressive collapse potential of steel frame buildings. *Engineering Structures*. Vol 123. s. 372-378. ISSN 0141-0296. Saatavissa: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.05.020>

Luck, Krista. 2016. Toimistorakennuksen kantavan arinapalkiston jatkuvan sortuman hallinta. Diplomityö. Aalto-yliopisto, Insinööritieteiden korkeakoulu, Rakenne- ja rakennustuotantotekniikka. Espoo. 78 s. Saatavissa: <http://urn.fi/URN:NBN:fi:aalto-201611025300>

Malla, Ramesh B. Agarwal, Puneet. Ahmad, Rais. 2011. Dynamic analysis methodology for progressive failure of truss structures considering inelastic postbuckling cyclic member behavior. *Engineering Structures*. Vol. 33:5. s. 1503-1513. ISSN 0141-0296. Saatavissa: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.01.022>

Marchand, Kirk. McKay, Aldo. Stevens, David J. 2009. Development and Application of Linear and Non-Linear Static Approaches in UFC 4-023-03. Teoksessa: Griffis, Lawrence. Helwig, Todd. Waggoner, Mark. Hoit, Marc. Structures Congress 2009: Don't Mess with Structural Engineers Expanding Our Role. Austin, Texas, USA, 30.4.-2.5.2009. Reston,

Virginia, USA: The Structural Engineering Institute (SEI) of the American Society of Civil Engineers. s. 1729-1738. ISBN 978-0-7844-1031-8.
Saataavissa: <https://doi.org/10.1061/9780784410318>

Marjanishvili, S. M. 2004. Progressive Analysis Procedure for Progressive Collapse. Journal of Performance of Constructed Facilities. Vol 18:2. s. 79-85. ISSN 0887-3823 (painettu). ISSN 1943-5509 (sähköinen). Saataavissa: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2004\)18:2\(79\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2004)18:2(79))

McKay, Aldo. Marchand, Kirk. Diaz, Manuel. 2012. Alternate Path Method in Progressive Collapse Analysis: Variation of Dynamic and Nonlinear Load Increase Factors. Practice Periodical on Structural Design and Construction. Vol 17:4. s. 152-160. ISSN 1084-0680 (painettu). ISSN 1943-5576 (sähköinen). Saataavissa: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)SC.1943-5576.0000126](https://doi.org/10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000126)

Menchel, Kfir. 2009. Progressive Collapse: Comparison of Main Standards, Formulation and Validation of New Computational Procedures. Väitöskirja. Université libre de Bruxelles (Brysselin vapaa yliopisto (ULB)), Soveltavan tieteen tiedekunta. Bryssel. 124 s. Saataavissa: <https://dipot.ulb.ac.be/dspace/bitstream/2013/210452/1/35ab39f3-6f1a-4d85-8e12-552b4eec8de2.txt>

Michael, A. Grubb, P.E. Kenneth, E. Wilson, P.E. S.E. Christopher D. White, P.E. William N. Nickas, P.E. 2015. Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Superstructures – Reference Manual. Yhdysvallat: National Highway Institute (U.S.). s. 1698. Saataavissa: <https://rosap.nhtl.bts.gov/view/dot/43721>

Moore, Philippa. Booth, Geoff. 2015. The Welding Engineer's Guide to Fracture and Fatigue. Yhdistynyt kuningaskunta: Woodhead Publishing. s. 224. Woodhead Publishing Series in Welding and Other Joining Technologies, numero 84. ISBN 978-1-78242-370-6 (painettu). ISBN 978-1-78242-391-1 (sähköinen).

Morris, Nicholas F. 1993. Effect of Member Snap on Space Truss Collapse. Journal of Engineering Mechanics. Vol 119:4. s. 870-886. ISSN 0733-9399 (painettu). ISSN 1943-7889 (sähköinen). Saataavissa: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1993\)119:4\(870\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1993)119:4(870))

Nagatani, H. Akashi, N. Matsuda, T. Yasuda, M. Ishii, H. Miyamori, Masayuki. Obata, Y. Hirayama, H. Takui, Y. 2009. Study of redundancy analysis for steel truss bridges in Japan. Journal of Japan Society of Civil Engineers, Division A (Doboku Gakkai Ronbunshuu A). Vol 65:2. s. 410-425. ISSN 1880-6023 (sähköinen). Saataavissa: <https://doi.org/10.2208/jsceja.65.410>

Ongelin, Petri. Minkkinen, Jussi. Steen, Petri. 2016. SSAB Domex Tube Rakenneputket. Keuruu: Otavan Kirjapaino Oy. 688 s. ISBN 978-952-93-7447-2 (painettu). ISBN 978-952-93-7448-9 (sähköinen).

Rashidyan, Saman. Sheidaii, Mohammed-Reza. 2017. Improving double-layer space trusses collapse behavior by strengthening compression layer and weakening tension layer members. Advances in Structural Engineering. Vol 20:11. s. 1757-1767. ISSN 1369-4332

(painettu). ISSN 2048-4011 (sähköinen). Saatavissa:
<https://doi.org/10.1177%2F1369433217693631>

Paz, Mario. Kim, Young Hoon. 2019. Structural Dynamics. 6. painos. Springer. Cham, Sveitsi: Springer. 634 s. ISBN 978-3-319-94742-6 (painettu). ISBN 978-3-319-94743-3 (sähköinen). Saatavissa: <https://link-springer-com.libproxy.aalto.fi/book/10.1007%2F978-3-319-94743-3>.

Powell, Graham. 2009. Disproportionate Collapse: The Futility of Using Nonlinear Analysis. Teoksessa: Griffis, Lawrence. Helwig, Todd. Waggoner, Mark. Hoit, Marc. Structures Congress 2009: Don't Mess with Structural Engineers Expanding Our Role. Austin, Texas, USA, 30.4.-2.5.2009. Reston, Virginia, USA: The Structural Engineering Institute (SEI) of the American Society of Civil Engineers. s. 1908-1917. ISBN 978-0-7844-1031-8. Saatavissa: <https://doi.org/10.1061/9780784410318>

Preumont, André. 2018. Vibration Control of Active Structures. 4. painos. Cham, Sveitsi: Springer. 518 s. (Solid Mechanics and Its Applications, ISSN 0925-0042; 246). ISBN 978-3-319-72295-5 (painettu). ISBN 978-3-319-72296-2 (sähköinen).

Reddy, J.N. 2017. Energy Principles and Variational Methods in Applied Mechanics. 3. painos. Hoboken, New Jersey, USA: Wiley. 973 s. ISBN 9781119087373 (painettu). ISBN 9781119087397 (sähköinen). Saatavissa: <https://ebookcentral.proquest.com/lib/aalto-ebooks/detail.action?docID=4926388>

Salmi, Tapio. Pajunen, Sami. 2018. Lujuusoppi. Tampere: Klingendahl Paino Oy. 462 s. ISBN 978-952-9835-67-6.

Salonen, Eero-Matti. 1987. Mekaniikan käsitteitä ja kaavoja. Versio 1. Opintomoniste numero 6. Helsingin teknillinen korkeakoulu, Espoo. Saatavissa: http://rmseura.tkk.fi/opetusmonisteita/Salonen_Mekaniikan_kasitteita_ja_kaavoja.pdf

SFS. 2019. Eurokoodit: Eurooppalaiset kantavien rakenteiden suunnittelustandardit. s. 24.

SFS-EN 1990 + A1 + AC. 2010. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. 2. Painos. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 184 s.

SFS-EN 1991-1-7 + A1 + AC. 2015. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat. 2. painos. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 117 s.

SFS-EN 1993-1-1. 2006. Eurocode 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 99 s.

SFS-EN 1993-1-5. 2007. Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-5: Levyrakenteet. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 57 s.

SFS-EN 1998-1. 2005. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 229 s.

Shams Al, Ahmed Zaid. 2012. Progressive Collapse Analysis of Four Existing Reinforced Concrete Buildings Using Linear Procedure. Diplomityö. Itäisen Välimeren yliopisto (Eastern Mediterranean University), Rakennustekniikan laitos. Famagusta. 121 s. Saatavissa: <http://hdl.handle.net/11129/1283>

Starossek, Uwe. 2018. Progressive Collapse of Structures. 2. painos. Aviemore, Skotlanti: ICE Publishing. 209 s. ISBN 978-0-7277-6168-2 (painettu). ISBN 978-1-5231-1599-0 (sähköinen). Saatavissa: <https://app.knovel.com/hotlink/toc/id:kpPCSE001T/progressive-collapse/progressive-collapse>

Steel Construction Institute (SCI). 2017. FABIG Technical Note 14 – Design of Low to Medium Rise Buildings against External Explosions. Ascot, Berkshire, Englanti: Steel Construction Institute (SCI). 123 s. ISBN 978-1-5231-2102-1 (sähköinen). Saatavissa: <https://app.knovel.com/web/toc.v/cid:kpFABIGND5/viewerType:toc/>

Stephen, D. 2017. Progressive collapse assessment of structures. Väitöskirja. Leedsin yliopisto, Rakennustekniikan laitos. Leeds. 272 s. Saatavissa: <http://etheses.white-rose.ac.uk/id/eprint/17769>

Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03. 2016. Design of Buildings to Resist Progressive Collapse. Change 3. Washington D.C: United States Department of Defense. 227 s.

URS Corporation. 2006. Fatigue Evaluation and Redundancy Analysis: Bridge No. 9340, I-35W over Mississippi River. Luonnosraportti (engl. draft report). Minneapolis, Minnesota, USA: URS Corporation. 299 s.

Valonen, Kai. Koponen, Jukka. Elomaa, Juha. Kekki, Toni. 2014. Lapsen kuolemaan johtanut ratsastusmaneesin sortuminen Laukaassa 13.2.2013. Tutkintaselostus Y2013-01. Helsinki: Onnettomuustutkintakeskus. s. 47 ISSN 2341-5991. ISBN 978-951-836-419-4 (sähköinen). Saatavissa: https://turvallisuustutkinta.fi/material/attachments/otkes/tutkintaselostukset/XR3OvQZwt/Y2013-01_Laukaa.pdf

Valonen, Kai. Leino, Tapio. Ylönen, Kari. Korttesmaa, Markku. Suuriniemi, Seppo. 2011a. Järvenpään urheiluhallin liitosten mitoitust ja ristikkorakenteiden mallinnus (Verkkoliitteet 1 ja 2). B1/2010Y. Helsinki: Onnettomuustutkintakeskus. s. 6. ISSN 1239-5323. ISBN 978-951-836-304-3 (sähköinen). Saatavissa: https://turvallisuustutkinta.fi/material/attachments/otkes/tutkintaselostukset/fi/muutonnettomuudet/2010/b12010y_tutkintaselostus_1/b12010y_tutkintaselostus_1.pdf

Valonen, Kai. Leino, Tapio. Ylönen, Kari. Korttesmaa, Markku. Suuriniemi, Seppo. 2011b. Urheiluhallin katon romahtaminen Järvenpäässä 23.2.2010 ja muita rakennevaurioita keväällä 2010. B1/2010Y. Helsinki: Onnettomuustutkintakeskus. s. 82. ISSN 1239-5323. ISBN 978-951-836-304-3 (sähköinen). Saatavissa: https://turvallisuustutkinta.fi/material/attachments/otkes/tutkintaselostukset/fi/muutonnettomuudet/2010/b12010y_tutkintaselostus/b12010y_tutkintaselostus.pdf

Valonen, Kai. Niskala, Jaakko. Alaviuhkola, Veikko. Kekki, Toni. 2018. Elämyspuiston katon romahtaminen Torniossa 15.3.2018. Y2018-01. Helsinki: Onnettomuustutkintakeskus. s. 27. ISBN 978-951-836-520-7 (sähköinen). Saatavissa: https://turvallisuustutkinta.fi/material/attachments/otkes/tutkintaselostukset/fi/muutonnettomuudet/2017/sSgkqQxUB/Y2018-01_Tornio.pdf

Wardenier, J. Packer, J.A. Zhao, X.-L. van der Vegte, G.J. 2010. Hollow Sections in Structural Applications. 2. Painos. 232 s. Geneve, Sveitsi: Bouwen met Staal. ISBN 978-90-72830-86-9.

Witting, Kristian. 2000. Putkipalkkiristikoiden mitoitus. Teoksessa: Koskenvesa, A (toim.). Rakentajain kalenteri 2001. Helsinki: Rakennustieto Oy. Vol 85. s. 589-594. ISSN 0355-550X.

Xu, Guoqing. Ellingwood, Bruce R. 2011. An energy-based partial pushdown analysis procedure for assessment of disproportionate collapse potential. Journal of Constructional Steel Research. Vol 67:3. s. 547-555. ISSN 0143-974X. Saatavissa: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2010.09.001>

Yan, S. Zhao, X. Lu, Y. 2017. Collapse-Resisting Mechanisms of Planar Trusses Following Sudden Member Loss. Journal of Structural Engineering. Vol 143:9. s. 1-12. ISSN 0733-9445 (painettu). ISSN 1943-541X (sähköinen). Saatavissa: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001849](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001849)

Ylinen, A. 1969. Kimmo- ja lujuusoppi I. 2. painoksen muuttamaton lisäpainos. Porvoo: WSOY. 476 s.

Ympäristöministeriö (YM). 2016. Rakenteiden lujuus ja vakaus: Kantavien rakenteiden suunnitteluperusteet. [verkkójulkaisu]. [viitattu 12.5.2020]. Suomen rakentamismääräyskoelma. 24 s.

Saatavissa: <https://www.ym.fi/download/noname/%7BC352472F-E7C4-4653-BF44-1AB47FB50CB0%7D/137127>

Ympäristöministeriö (YM). 2019. Rakenteiden lujuus ja vakaus: Rakenteiden kuormat. [verkkójulkaisu]. [viitattu 17.2.2020]. Suomen rakentamismääräyskoelma. 51 s.

Saatavissa: <https://www.ym.fi/download/noname/%7B5070311E-F267-47BC-A593-AEAA20EA31FE%7D/153592>.

Yu, Jun. Yin, Chi. 2017. Effect of damping on progressive collapse performance of structures. Teoksessa: Hao, Hong. Zhang, Chunwei. Mechanics of Structures and Materials: Advancements and Challenges. Perth, Australia, 6.-9.12.2016. Lontoo: CRC Press. s. 715-720. Vol. 1. ISBN 978-1-138-02994-1 (painettu). ISBN 978-1-315-22646-0 (sähköinen).

Zhao, X. Yan, S. Chen, Y. Xu, Z. Lu, Y. 2017. Experimental study on progressive collapse-resistant behavior of planar trusses. Engineering Structures. Vol 135. s. 104-116. ISSN 0141-0296. Saatavissa: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.12.013>

Liiteluettelo

Liite 1. Murto- ja onnettomuusrajatilan kuormitusyhdistelmien laskenta. 3 sivua.

Liite 2. Tapaustutkimusten värähtelyanalyysit. 2 sivua.

Liite 3. Onnettomuusrajatila eurokoodien ja Suomen kansallisten liitteiden mukaan. 6 sivua.

Liite 1. Murto- ja onnettomuusrajatilan kuormitusyhdistelmien laskenta

Liitteessä 1 lasketaan ristikon kuormitusyhdistelmät murto- ja onnettomuusrajatilassa sekä SFS-EN 1990 + A1 + AC 2010 että kansallisten liitteiden perusteella.

Murto-rajatilaa käytetään suunniteltaessa ristikon kestävyyttä, ja onnettomuusrajatilaa käytetään arvioitaessa ristikon kantokykyä sauvan vaurioituessa.

Lähtötiedot

$$L_{j\ddot{a}nnev\ddot{a}li} := 16m$$

$$L_{keh\ddot{a}v\ddot{a}li} := 6m$$

$$L_{uumasauvat} := 2m$$

Vertikaaliset uumasauvat ovat kahden metrin välein.

$$\psi_0 := 1.0 \quad \psi_1 := 0.9 \quad \psi_2 := 0.8$$

Luokka E: varastotilat (YM 2016, s. 18)

$$K_{FI} := 1.1$$

Seuraamusluokka CC3 (YM 2016, s. 19)

$$Q_{ripustuskuormat} := 1 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_{lumi} := 2.25 \frac{kN}{m^2}$$

$$G_{sekund\ddot{a}ariset} := 1 \frac{kN}{m^2}$$

$$G_{ristikko_omapaino} := 0.5 \frac{kN}{m}$$

Viivakuorma (arvio)

Muutetaan kuormat pistekuormiksi. Orsirakenteet välittävät pistekuormat ristikolle vertikaalisten uumasauvojen kohdalla, jolloin ristikkoon ei synny taivutusmomentteja.

$$Q_{k,ripustuskuormat} := \frac{Q_{ripustuskuormat} \cdot L_{keh\ddot{a}v\ddot{a}li} \cdot L_{j\ddot{a}nnev\ddot{a}li}}{9} = 10.667 \cdot kN$$

$$Q_{k,lumi} := \frac{Q_{lumi} \cdot L_{keh\ddot{a}v\ddot{a}li} \cdot L_{j\ddot{a}nnev\ddot{a}li}}{9} = 24 \cdot kN$$

$$G_{k,sekund\ddot{a}ariset} := \frac{G_{sekund\ddot{a}ariset} \cdot L_{keh\ddot{a}v\ddot{a}li} \cdot L_{j\ddot{a}nnev\ddot{a}li}}{9} = 10.667 \cdot kN$$

$$G_{k,ristikko_omapaino} := \frac{G_{ristikko_omapaino} \cdot L_{j\ddot{a}nnev\ddot{a}li}}{9} = 0.889 \cdot kN$$

$$G_{tot} := G_{k,sekund\ddot{a}ariset} + G_{k,ristikko_omapaino} = 11.556 \cdot kN$$

Murtorajatila:

Mitoituskaavat (YM 2016, s. 19-20):

$$1.15 \cdot K_{FI} \cdot G_{kj.sup} + 0.9 \cdot G_{kj.inf} + 1.5K_{FI} \cdot Q_{k.1} + 1.5K_{FI} \cdot \left[\sum_{(i>1)} (\psi_{0.i} \cdot Q_{k.i}) \right]$$

$$1.35K_{FI} \cdot G_{kj.sup} + 0.9 \cdot G_{kj.inf}$$

Oletetaan, että lumi on määräävä muuttuva kuorma:

$$P_1 := 1.15 \cdot K_{FI} \cdot G_{tot} + 1.5K_{FI} \cdot Q_{k.lumi} + 1.5K_{FI} \cdot \psi_0 \cdot Q_{k.ripustuskuormat}$$

$$P_1 = 71.818 \cdot kN$$

$$P_2 := 1.35K_{FI} \cdot G_{tot} = 17.16 \cdot kN$$

Oletetaan, että ripustuskuormat on määräävä muuttuva kuorma:

$$P_3 := 1.15 \cdot K_{FI} \cdot G_{tot} + 1.5K_{FI} \cdot Q_{k.ripustuskuormat} + 1.5K_{FI} \cdot \psi_0 \cdot Q_{k.lumi}$$

$$P_3 = 71.818 \cdot kN$$

$$P_4 := 1.35K_{FI} \cdot G_{tot} = 17.16 \cdot kN$$

Mitoituskuorma murtorajatilassa on tällöin:

$$P_{ULS} := \max(P_1, P_2, P_3, P_4) = 72 \cdot kN$$

Onnettomuusrajatila (sauvanpoisto):

Mitoituskaavat (YM 2016, s. 21):

Määräävä muuttuva kuorma on joko lumi-, jää- tai tuulikuorma:

$$G_{kj.sup} + G_{kj.inf} + A_d + \psi_{1.1} \cdot Q_{k.1} + \sum_{(i>1)} (\psi_{2.i} \cdot Q_{k.i})$$

Määräävä muuttuva kuorma on jokin muu kuin lumi-, jää- tai tuulikuorma:

$$G_{kj.sup} + G_{kj.inf} + A_d + \psi_{2.1} \cdot Q_{k.1} + \sum_{(i>1)} (\psi_{2.i} \cdot Q_{k.i})$$

Oletetaan, että lumi on määräävä muuttuva kuorma:

$$P_{1.ACC} := G_{tot} + \psi_1 \cdot Q_{k.lumi} + \psi_2 \cdot Q_{k.ripustuskuormat} = 41.689 \cdot kN$$

Oletetaan, että ripustuskuormat on määräävä muuttuva kuorma:

$$P_{2.ACC} := G_{tot} + \psi_2 \cdot Q_{k.lumi} + \psi_2 \cdot Q_{k.ripustuskuormat} = 39.289 \cdot kN$$

Mitoituskuorma onnettomuusrajatilassa (sauvanpoisto) on tällöin:

$$P_{ACC} := \max(P_{1.ACC}, P_{2.ACC}) = 42 \cdot kN$$

Liite 2. Tapaustutkimusten värähtelyanalyysit

Tässä liitteessä näytetään tapaustutkimusten värähtelyanalyysien tulokset. Tuloksissa verrataan ominaisjaksoja GSA- ja UFC-ohjeistuksien vähimmäisarvoon T/10 sekä Stephenin (2017, s. 88-89) suosittelemaan arvoon T/100. Tulosten perusteella sauvanpoistonopeudeksi valittiin 0,001 s, mikä vastaa arvoa T/89-T/59. Pilarinpoistonopeudeksi valittiin myös 0,001 s vastaten arvoa T/88. Taulukoiden 1-3 arvoissa on harmaalla tummennettu taulukon alueita niiltä osin, jossa värähtelyt liittyvät vaurion kannalta epäolennaiseen värähtelymoodiin. Esimerkkinä mainittakoon yksiaukkoisen tasoristikon tapauksessa sellainen moodi, jossa värähtelevät ainoastaan jäykisteet. Taulukossa 1 on lisäksi tummennettu ne kulmataajuuksien arvot, joita on käytetty lineaarisen dynaamisen analyysin vaimennuskertoimen 0,3 % laskemiseen. Kuvassa 1 nähdään hallitseva värähtelymoodi kaksilaivaisessa tasokehässä. 3D-hallin tapauksessa sauvanpoistonopeus oli 0,0075 s, mikä vastaa arvoa T/12.

Taulukko 1. Yksiaukkoisen tasoristikon värähtelyanalyysin tulokset.

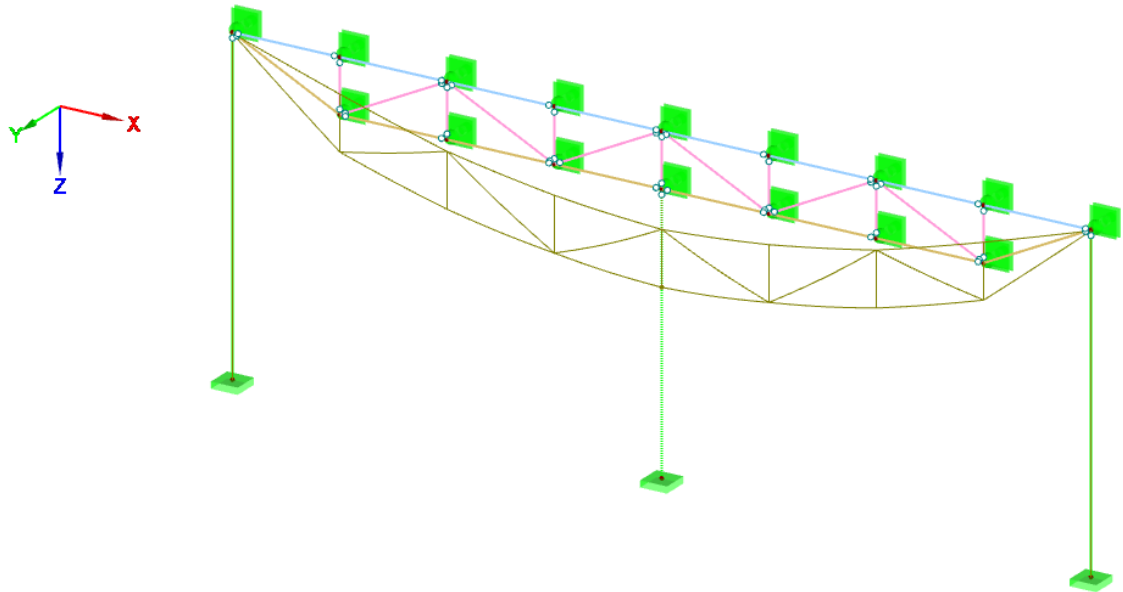
Moodi	Sauvanpoisto #1					Sauvanpoisto #2					Sauvanpoisto #3					Sauvanpoisto #4				
	ω	f	T	T/10	T/100	ω	f	T	T/10	T/100	ω	f	T	T/10	T/100	ω	f	T	T/10	T/100
1	23,771	3,783	0,264			23,728	3,777	0,265			23,729	3,777	0,265			23,729	3,777	0,265		
2	23,771	3,783	0,264			23,729	3,777	0,265			23,729	3,777	0,265			23,729	3,777	0,265		
3	23,771	3,783	0,264			23,729	3,777	0,265			23,729	3,777	0,265			23,729	3,777	0,265		
4	23,771	3,783	0,264			23,729	3,777	0,265			23,729	3,777	0,265			23,729	3,777	0,265		
5	23,772	3,783	0,264			23,730	3,777	0,265			23,730	3,777	0,265			23,730	3,777	0,265		
6	23,772	3,783	0,264			23,730	3,777	0,265			23,730	3,777	0,265			23,730	3,777	0,265		
7	23,772	3,783	0,264			23,730	3,777	0,265			23,730	3,777	0,265			23,730	3,777	0,265		
8	23,772	3,783	0,264			23,730	3,777	0,265			23,730	3,777	0,265			23,730	3,777	0,265		
9	70,898	11,284	0,089	0,0089	0,00089	73,756	11,739	0,085	0,0085	0,00085	84,290	13,415	0,075	0,0075	0,00075	94,761	15,082	0,066		
10	95,409	15,185	0,066			94,819	15,091	0,066			94,820	15,091	0,066			94,823	15,091	0,066		
11	95,417	15,186	0,066			94,826	15,092	0,066			94,826	15,092	0,066			94,826	15,092	0,066		
12	95,417	15,186	0,066			94,826	15,092	0,066			94,826	15,092	0,066			94,826	15,092	0,066		
13	95,443	15,190	0,066			94,851	15,096	0,066			94,851	15,096	0,066			94,851	15,096	0,066		
14	95,443	15,190	0,066			94,851	15,096	0,066			94,851	15,096	0,066			94,851	15,096	0,066		
15	95,443	15,190	0,066			94,852	15,096	0,066			94,852	15,096	0,066			94,852	15,096	0,066		
16	95,443	15,190	0,066			94,852	15,096	0,066			94,852	15,096	0,066			94,852	15,096	0,066		
17	95,462	15,193	0,066			94,875	15,100	0,066			94,910	15,105	0,066			105,651	16,815	0,059	0,0059	0,00059
18	165,095	26,276	0,038	0,0038	0,00038	163,174	25,970	0,039	0,0039	0,00039	156,861	24,965	0,040	0,0040	0,00040	141,620	22,540	0,044	0,0044	0,00044
19	193,806	30,845	0,032			193,883	30,857	0,032			194,519	30,959	0,032			194,262	30,918	0,032		
20	194,865	31,014	0,032			194,826	31,008	0,032			194,836	31,009	0,032			194,813	31,006	0,032		

ω = kulmataajuus (rad/s), f = ominaistajuus (Hz), T = ominaisjakso (s)
Harmaaksi värjätty alue = moodeja, joissa ainoastaan jäykisteet värähtelevät.
Tummennetut (engl. bolded) arvot = kulmataajuudet, joita käytettiin 0,3 % lineaarisen dynaamisen analyysin vaimennuskertoimen laskentaan.

Taulukko 2. Kaksilaivaisen tasokehän värähtelyanalyysin tulokset.

Keskimmäisen pilarin poisto							
Moodi	ω	f	T	T/10	T/88	T/100	T/880
1	71,218	11,335	0,088	0,0088	0,001	0,00088	0,0001
2	86,693	13,798	0,072				
3	154,222	24,545	0,041				
4	154,534	24,595	0,041				
5	154,534	24,595	0,041				
6	159,302	25,354	0,039				
7	228,023	36,291	0,028				
8	369,740	58,846	0,017				
9	375,411	59,749	0,017				
10	423,141	67,345	0,015				

ω = kulmataajuus (rad/s), f = ominaistajuus (Hz), T = ominaisjakso (s)
Harmaaksi värjätty alue = moodeja, joissa ainoastaan ristikon sauvat värähtelevät.
Tummennetut (engl. bolded) moodit = moodit, joissa ristikko kokonaisuudessaan värähtelee. Moodi 1 on hallitseva moodi.



Kuva 1. Kaksilaivaisen tasokehän hallitsevin moodi #1.

Taulukko 3. 3D-hallin värähtelyanalyysin tulokset.

Yläpaarteen sauvanpoisto					
Moodi	ω	f	T	T/10	T/100
1	59,402	9,454	0,106		
2	59,429	9,458	0,106		
3	69,206	11,015	0,091	0,0091	0,00091
4	75,519	12,019	0,083	0,0083	0,00083
5	78,923	12,561	0,080		
6	80,068	12,743	0,078		
7	80,117	12,751	0,078		
8	80,538	12,818	0,078		
9	80,538	12,818	0,078		
10	80,538	12,818	0,078		
11	80,538	12,818	0,078		
12	86,082	13,700	0,073	0,0073	0,00073
13	86,256	13,728	0,073		
14	86,799	13,814	0,072	0,0072	0,00072
15	88,866	14,143	0,071	0,0071	0,00071
16	89,484	14,242	0,070		
17	89,484	14,242	0,070		
18	89,484	14,242	0,070		
19	89,484	14,242	0,070		
20	89,484	14,242	0,070		

ω = kulmataajuus (rad/s), f = ominaistajuus (Hz), T = ominaisjakso (s)

Harmaaksi värjätty alue = moodeja, joissa ainoastaan jäykisteet värähtelevät.

Tummennetut (engl. bolded) arvot = kulmataajuudet, joita olisi käytetty 0,3 % lineaarisen dynaamisen analyysin vaimennuskertoimen laskentaan.

Liite 3. Onnettomuusrajatila eurokoodien ja Suomen kansallisten liitteiden mukaan

Euroopan unionin alueella täytyy pohja- ja kantavien rakenteiden suunnittelemisessa seurata eurokoodit-standardeja. Eurokoodeihin on jätetty kansallisesti valittavia suunnitteluvaihtoehtoja, minkä takia niitä täydennetään kansallisilla liitteillä (engl. national annex, NA). Suomessa kansallisia liitteitä julkaisee talonrakentamiseen ympäristöministeriö ja tien- ja sillanrakentamiseen liikenne- ja viestintäministeriö (SFS 2019, s. 4-7). Seuraavissa alikappaleissa tarkastellaan eurokoodien ja Suomen kansallisten liitteiden ohjeistuksia sekä määräyksiä koskien onnettomuusrajatiloja erityisesti rakennuksien tai rakenteiden sortumia suurten hallirakennusten näkökulmasta.

Seuraamusluokitus

Rakennukset ja rakenteet luokitellaan eurokoodissa 1991-1-7 seuraamusluokkiin 1, 2 ja 3 sen perusteella, kuinka suuret seuraamukset mahdollisella rakenteellisella vauriolla on liittyen hengenmenetyksiin, taloudellisiin, sosiaalisiin ja ympäristövahinkoihin. Seuraamusluokalla 1 on pienimmät seuraamukset, ja vastaavasti seuraamusluokalla 3 on suurimmat seuraamukset (SFS-EN 1991-1-7 + A1 + AC 2015, s. 28). Seuraamusluokat 2 ja 3 ovat kansallisissa liitteissä jaettu edelleen alaluokkiin 2a, 2b, 3a ja 3b, joissa a-luokissa seuraukset ovat pienemmät kuin b-luokissa (YM 2019, s. 37-38). Seuraamusluokkien määrittely rakennuksille ja rakenteille Suomen kansallisen liitteen mukaan on kuvassa 1 ja taulukossa 1.

Seuraamusluokka	Kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä
CC3	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko ¹⁾ jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä kuten - yli 8-kerroksiset ²⁾ asuin-, konttori- ja liikerakennukset - konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot - raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset. Erikoisrakenteet, kuten esimerkiksi korkeat tornit. Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet, jotka sijaitsevat siirtymien hättäväikutuksille herkissä ympäristöissä erityisesti hienorakeisten maalajien alueilla.
CC2	Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1.
CC1	Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten tai pienten tai merkityksellisten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset ³⁾ rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä ³⁾ kuten esim. pienehköt varastot ja maatalouden tuotantorakennukset, joiden pinta-ala on enintään 300 m ² tai suurin jänneväli enintään 6 metriä. Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa kuten - matalalla olevat terassit ja alapohjat, ilman kellaritiloja - ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne - sellaiset ulko- ja väliseinät, ikkunat, ovet ja vastaavat, joihin pääasiassa kohdistuu ilman paine-eroista aiheutuva sivuttaiskuormitus ja jotka eivät toimi kantavan tai jäykistävän rungon osana.

¹⁾ pienehköt rakennusrungosta erilliset välipohjat kuuluvat kuitenkin luokkaan CC2 elleivät ne toimi koko rakennusta jäykistävänä rakenteena.

²⁾ kellarikerrokset mukaan luettuina.

³⁾ tilapäisenä oleskeluna pidetään päivittäistä käymistä rakennuksessa, mutta ei siellä pidempään viipymistä.

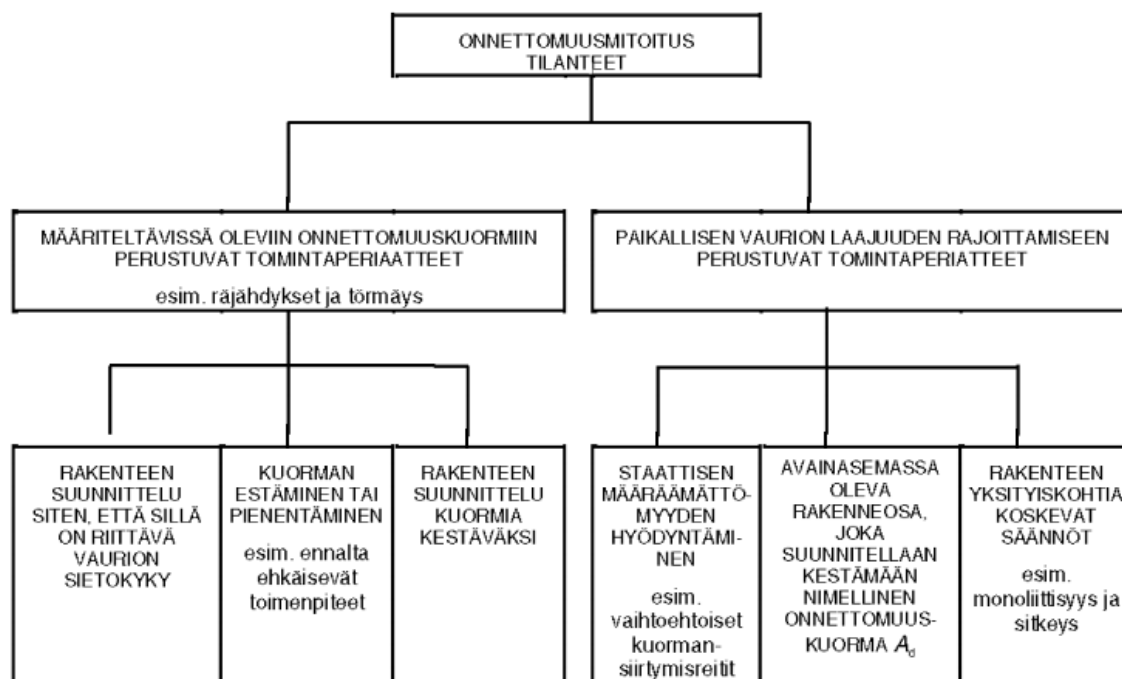
Kuva 1. Seuraamusluokkien määrittely rakennuksille ja rakenteille kansallisen liitteen mukaan. (YM 2016, s. 23)

Taulukko 1. Seuraamusluokkien jako alaluokkiin kansallisen liitteen mukaan. (Mukaillen Leino et al. 2017, s. 34, taulukolla on RIL:n käyttö lupa)

Seuraamus-/alaluokka	Rakennukset ja niiden käyttötarkoitus
CC1	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä, kuten esimerkiksi varastot.
CC2a	Rakennukset, joissa on korkeintaan 4 maanpäällistä kerrosta tai joiden korkeus maanpinnasta on enintään 16 m.
CC2b	Kaikki muut rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin 1, 2a, 3a tai 3b.
CC3a	9-15 kerroksiset asuin-, konttori- ja liikerakennukset, ja muut 9-15 kerroksiset käyttötarkoitukseltaan ja rungoltaan samantyyppiset rakennukset; kerrosten lukumäärään lasketaan kellarikerrokset mukaan.
CC3b	a) muut yli 8-kerroksiset rakennukset kellarikerros mukaan luettuna b) konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot c) raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset, joissa on usein suuri joukko ihmisiä d) erikoisrakenteet tapauskohtaisen harkinnan mukaan.

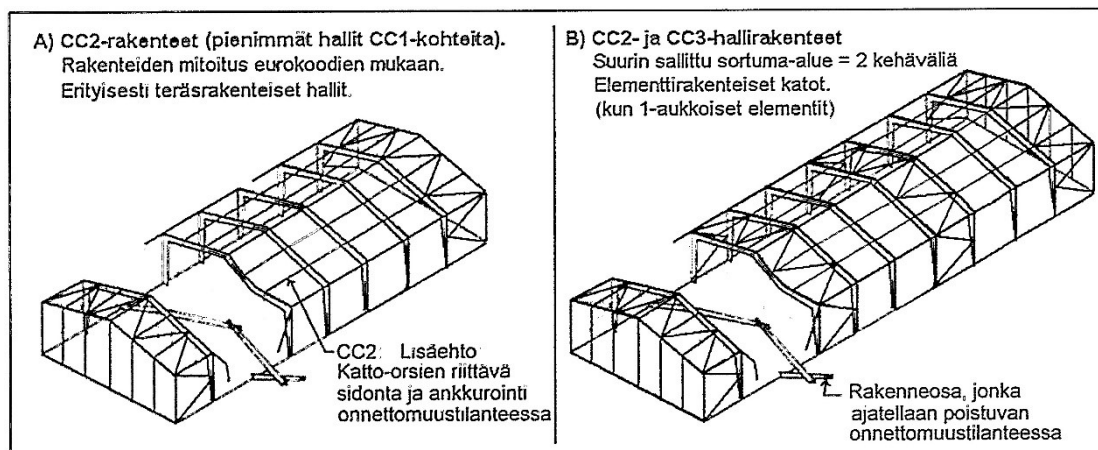
Seuraamusluokitukset määrittävät ne toimintaperiaatteet, joihin on ryhdyttävä onnettomuuskuormien aiheuttamien riskien pienentämiseksi. Toimintaperiaatteet ovat esitetty

kuvassa 2, ja niiden käytöstä päätetään suunnittelijan, tilaajan ja viranomaisten kesken riippuen sekä hyväksyttävästä riskitasosta että sovellettavuudesta rakennuskohteeseen. (SFS-EN 1991-1-7 + A1 + AC 2015, s. 24-26.) Huomioitavaa on, että seuraamusluokan 3b-rakennukset vaativat erillisen rakennuksen järjestelmällisen riskinarvion, johon eurokoodi 1991-1-7 liite B ohjeistaa. Riskinarviossa arvioidaan mahdollisimman laajasti ennakoitavia ja ennakoimattomia vaaratilanteita (YM 2019, s. 44).



Kuva 2. Mahdolliset toimintaperiaatteet onnettomuustilamitoituksessa. (SFS- EN 1991-1-7 2015, s. 24)

Hallimaisia rakennuksia luokittaessa täytyy huomioida erityisesti rakennuksen sortuman aiheuttamien seuraamusten laatu. Leino et al. (2017, s. 71) toteavat, että vaikka halli olisikin laajarunkoiseksi määritelty, niin sitä ei välttämättä tarvitse sijoittaa korkeimpaan seuraamusluokkaan CC3, jos sortuman aiheuttamat seuraamukset ovat enimmäkseen ai-neellisia. Tämänäyttöinen rakennus voi olla esimerkiksi maatilan varastorakennus. Hal-lin luokittamisen vaikutuksia voidaan nähdä kuvassa 3, jossa vaurionsietokyvyn varmis-taminen on toteutettu hieman eritavoin. Kuvan 3 A-rakenteelle riittää pelkästään katto-or-sien käyttö, kun taas B-rakenteessa on lisätty jäykistysten määrää. Seuraamusluokkien ja hallirakennuksen rakenteiden perusteella voidaan määrittää rakennuksen suunnittelu-periaatteet, jotka on esitetty taulukossa 2.



Kuva 3. Käytännön ero hallin luokittamisen vaikutuksista. (Leino et al. 2017, s. 71, kuvalla on RIL:n käyttö lupa)

Taulukko 2. Hallimaisten rakennusten suositeltavat suunnitteluperiaatteet vaurionsietokyvyn varmistamiseksi. (Mukaiillen Leino et al. 2017, s. 73, taulukolle on RIL:n käyttö lupa)

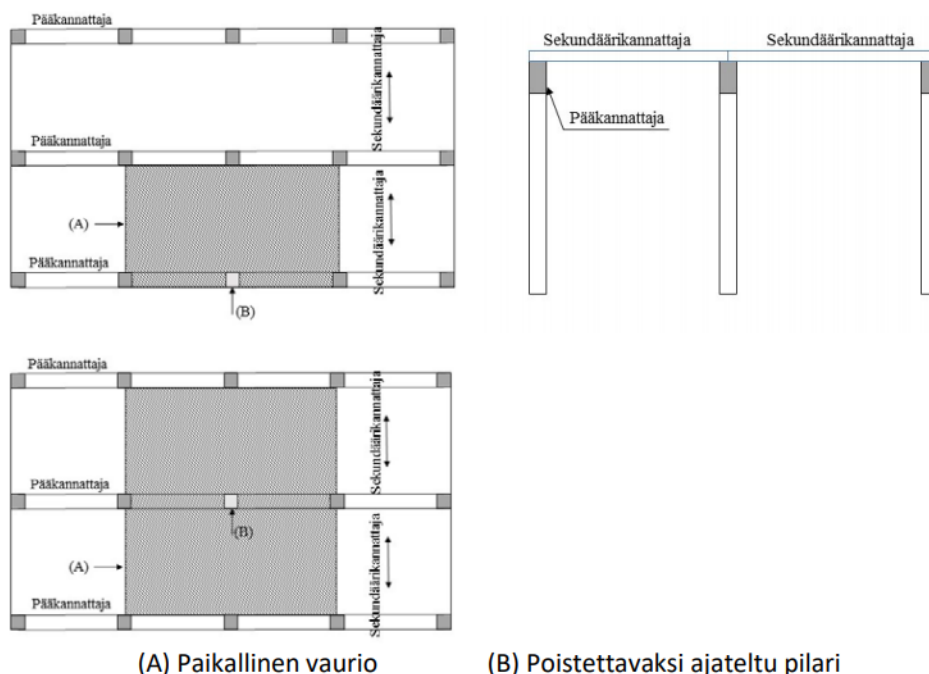
Runkotyyppi	Seur. luokka	Rakenteet			Menettelyt	
		Pystyrakenne	Vaakarakenne	Pääasiallinen	Toissijainen / täydentävä	Muut ehdot
Suorakaiteen muotoiset hallirakennukset	CC2b	Mastopilarit tai kehärungot (jäykistys pitkällä seinillä)	Kattorakenne: a) orret ja pinnat (ohutlevytms.) b) 1-, tai 2-3-aukkoiset kattoelementit	Vaurion rajaaminen hyväksyttävään laajuuteen	a) Vaihtoehtoiset kuormansiirtoreitit b) Taattava muun rakenteen stabiilius paikallisen vaurion jälkeen	a) Keinona riittävä staattinen määräämätömyys ja (teräслиitos-ten) sitkeys b) Menettelytapana riittävä määrä pituusjäykistettä
Hallirakennukset, muut pohjamuodot (katsomot, monitoimihallit)	(CC3a tai) CC3b	Mikä tahansa pystyrakenne ja materiaali	Mikä tahansa vaakarakenne ja materiaali	Riittävästi vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä	Vaurion rajaaminen hyväksyttävään laajuuteen	Keinona riittävä staattinen määräämätömyys ja (teräслиitos-ten) sitkeys
Isot hallimaaiset liikerakennukset	CC3a tai CC3b	1- tai useampi kerroksinen pilari-palkkirakenne + jäykistävät rakenteet	Yleensä betonikattoelementit (ja välipojat)	Riskinarviointi (Pakollinen CC3b:ssä, suositellaan myös CC3a:ssa)	a) Sidejärjestelmä tai vaihtoehtoiset kuormansiirtoreitit b) Vaurion rajaaminen hyväksyttävään laajuuteen	

Paikallisen vaurion laajuuden raja

Hallimaisilla rakennuksilla toimintaperiaatteiden lähtökohta on, että paikallinen vaurio sallitaan, kunhan se ei ylitä annettuja raja-arvoja (YM 2019, s. 36, 44 ja 45):

- vaurio voi tapahtua vain yhdessä kerroksessa
- “Hallimaisissa rakennuksissa paikallisen vaurion laajuus voi pilarin vaurioituessa olla enintään pilariin tukeutuvien pääkannattajien yhteenlaskettu pituus kertaa pääkannattajien väli kerrottuna kahdella. Pääkannattajien ollessa ulkoseinälinjalla paikallisen vaurion laajuus voi olla pilariin tukeutuvien pääkannattajien yhteenlaskettu pituus kertaa pääkannattajien väli”
- “Jos hallimaisen rakennuksen pääkannattajana toimii kaari tai vastaava rakenne, jossa ei ole erillisiä pilareita, paikallisen vaurion laajuus voi olla enintään pääkannattajan pituus kertaa pääkannattajien väli kerrottuna kahdella. Pääkannattajan ollessa ulkoseinälinjalla paikallisen vaurion laajuus voi olla pääkannattajan pituus kertaa pääkannattajan väli.”
- “Mikäli hallimaisen rakennuksen pystyrunkona käytetään kantavia seiniä, paikallisen vaurion laajuus voi olla seinän kannattamien vaakarakenteiden pituus kerrottuna mitalla $2H$, jossa H on kantavan seinän korkeus.”

Paikallisen vaurion suurinta laajuutta voidaan havainnollistaa kuvilla 3 ja 4. Voidaan todeta, että vaurio ei saa laajentua jatkuvana sortumana seuraavien hallien kehiin tai pääkannattajiin. Jopa tämä sallittu vaurion laajuus voi kuitenkin olla tietyissä tapauksissa hyväksymätön, jolloin vaurio ei saa romahduttaa pääkannattajaa tai kehän ristikköä maahan asti suojatakseen esimerkiksi ihmishenkiä ja materiaa. Voidaan todeta, että ristikon sauvanpoiston vaikutuksia koskevat vain yhden kerroksen –rajoitus ja että sortuma ei saa levitä seuraaviin kehäväleihin.



Kuva 4. Kahden 2-laivaisen esimerkitapauksen paikallisen vaurion suurimmasta sallitusta laajuudesta pääkannattajaa kannattelevan pilarin poiston jälkeen. (YM 2019, s. 37)

Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti

Eurokoodi 1991-1-7 ja ympäristöministeriö sallivat vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien käyttämisen hallimaisen rakennuksen vaurionsietokyvyn parantamiseksi (YM 2019, s. 45). Ohjeistuksena on annettu, että rakenteen staattista määräämättömyyttä kasvatetaan, jolloin vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä on käytettävissä onnettomuustilanteessa. (SFS-EN 1991-1-7 + A1 + AC 2015, s. 26 ja 76.) Ohjeistuksen ongelma kuitenkin on, että se on luonteeltaan periaatteellinen ja siksi suunnittelijan on joko tukeuduttava ristiinriidattomasti muiden maiden suunnitteluohjeisiin tai sovellettava itse rakenteiden mekaniikkaa epätyypilliseen onnettomuustilanteeseen. Tämä mahdollistaa standardoimattomien menetelmien käytön, jolloin laskelmien realistisuus voi olla kyseenalaisempi.

Sidevoimamenetelmä

Ympäristöministeriö ohjeistaa hallimaisen rakennuksen paikallisen vaurion rajaamisesta muun muassa seuraavanlaisilla toimenpiteillä (YM 2019, s. 45):

- “käyttämällä riittävää määrää jäykistäviä rakenteita sekä seinissä että katossa”
- “huolehtimalla, että pääkannattajien stabiilius säily myös paikallisen vaurion jälkeen”

Ohjeiden ongelmana on kuitenkin se, että ne eivät yksilöi, milloin jäykisteiden määrä on riittävä sekä rajoittamaan jatkuvaa sortumaa että säilyttämään pääkannattajien stabiiliuden myös onnettomuustilanteessa. Sidejärjestelmien käyttäminen monikerroksisten rakennusten tapauksessa on ohjeistettu ympäristöministeriön toimesta, jolloin suunnittelijan ei tarvitse tehdä mielivaltaista päätöstä sidejärjestelmän riittävydestä. Hallimaisissa rakennuksissa riittävyyden päätös jää kuitenkin suunnittelijan vastuulle.

Avainasemassa oleva rakennusosa

Eurokoodi 1991-1-7 määrittelee avainasemassa olevan rakennusosan: “kantava rakenneosa, josta koko muun rakenteen stabiilius riippuu”. Avainasemassa olevan rakenneosan mitoittaminen on sallittu vaurionsietokykyä parantava menetelmä, jota voidaan käyttää, jos vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä ei ole mahdollista saavuttaa. Avainasemassa oleva rakennusosa mitoitetaan kantamaan onnettomuusmitoituskuorma A_d , ja se kohdistetaan rakenteeseen yhdessä suunnassa kerrallaan joko vaaka- tai pystysuunnassa. Kuorman suuruutena voidaan käyttää standardin suositusarvoa $34 \text{ kN} / \text{m}^2$, tai erikseen riskinarvolla määritettyä arvoa. Lisäksi arvo voi olla joko pistekuorma tai jakautunut kuorma. (YM 2019, s. 38., SFS-EN 1991-1-7 + A1 + AC 2015, s. 18 ja s. 64.)

Hallirakennuksen tapauksessa avainasemassa oleva rakennusosa tulee kyseeseen, kun kehän sortumisen seurauksena vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä ei löydy. Tällöin sortuma pyritään estämään mitoittamaan kehien kriittisimmät pilarit avainasemassa, mikä kasvattaa rakenteen vikasietoisuutta onnettomuustilannetta vastaan. Kaikkia hallirakennuksen pilareita ei kuitenkaan saa mitoittaa avainasemassa olevina.